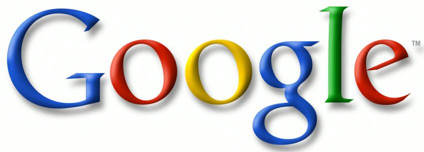




37,-

HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

IN VIER BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER
K. K. BAURAT IN WIEN

DRITTER BAND

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM INGENIEURWESEN



BERLIN 1908
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM INGENIEURWESEN

DRITTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

DRITTER TEIL:

:: :: :: BRÜCKENBAU UND EISENBAHNBAU :: :: ::
ANWENDUNGEN DES EISENBETONS IM KRIEGSBAU

BEARBEITET VON

J. A. SPITZER :: A. NOWAK :: W. GEHLER :: O. COLBERG :: E. ELSKES
J. LABES :: R. BASTIAN :: N. v. SHITKEWITSCH :: E. STETTNER.

MIT 1426 TEXTABBILDUNGEN UND 5 DOPPELTAFELN



BERLIN 1908
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

INHALTSVERZEICHNIS

VIII. Kapitel: Brückenbau und Eisenbahnbau.

Seite

IX. Kapitel: Anwendung des Eisenbetons im Kriegsbau.

VIII. Kapitel.

Brückenbau und Eisenbahnbau.

a) Bogenbrücken und Überwölbungen.

Bearbeitet von Ingenieur **Jos. Ant. Spitzer,** Direktor der Firma G. A. Wayss u. Cie. in Wien, und Ingenieur **August Nowak,** Baukommissär in der k. k. Eisenbahnbaudirektion in Wien.

Allgemeines.

In die große Lücke zwischen reinen Mauerwerk- und reinen Eisenkonstruktionen haben sich zu Ende des vergangenen Jahrhunderts Baukonstruktionen harmonisch eingefügt, welche mit dem Sammelnamen Eisenbetonkonstruktionen bezeichnet werden. Welch ungeheurer Abstand lag noch vor einem halben Jahrhundert zwischen einem Brückengewölbe und einem eisernen Bogen mit aufgehängter Fahrbahn — und dieser Abstand wurde durch diese logische Entwicklung überbrückt, welche verhältnismäßig sehr rasch erfolgte, so daß man bereits heute sagen kann, daß man statt des ursprünglichen Mißtrauens und der feindseligen Gegenüberstellung überall dem lebhaftesten Interesse für diese Neuerung begegnet. Es ist ja nicht zu leugnen, daß dadurch, daß sich oft Leute mit nicht genügendem technischen Wissen dieser Bauweise und ihrer Ausführung bemächtigten, einzelne Mißerfolge und Fehlgriffe zu verzeichnen waren; allein diese sind im Anfangsstadium jeder neuen Bauweise unvermeidlich, und es können diese Fehlgriffe heute im wesentlichen als überwunden gelten.

Gerade Eisenbetonkonstruktionen waren es, welche gewissermaßen den Anstoß dazu gaben, daß man ein Gebiet wieder bearbeitete, welches lange Zeit brach gelegen hatte. Gleichzeitig mit den praktischen Ausführungen vervollkommnete sich auch die theoretische Erkenntnis, und so wuchsen Bauwerke empor, welche das Staunen der Fachwelt erregten. Infolge dieser Erkenntnisse hat die Erbauung von Stein-, Beton- und Eisenbetonbrücken gegen Ende des vorigen Jahrhunderts bedeutende Fortschritte gemacht, indem die Überlegenheit der Steinkonstruktionen bezüglich der Erhaltungskosten und Dauerhaftigkeit, sowie bezüglich der Tragfähigkeit und Baukosten gegenüber reinen Eisenkonstruktionen in der Regel den gemauerten Konstruktionen zum Durchbruch verhalf. Wo die Verhältnisse bezüglich der Konstruktionshöhe und des Untergrundes halbwegs günstige sind, zieht man die Erbauung einer Mauerwerkbrücke einer reinen Eisenkonstruktion vor. Selbst die größten Spannweiten bilden kein Hindernis, wenn die Schwierigkeiten hinsichtlich der Gründung der Widerlager überwunden werden können, und an der Hand zahlreicher Beispiele wird nachgewiesen werden, wie durch kühnen Entwurf und eiserne Ausdauer die größten Schwierigkeiten in dieser Richtung überwunden worden sind. Die Theorie der Gewölbe wurde bedeutend gefördert, es wurde eine gewisse Klärung in die oft sehr auseinandergehenden Anschauungen gebracht, die Elastizitätstheorie fand ihre berechtigte Anwendung, und gar bald war die Theorie des eingespannten Bogens Gemeingut der ausführenden Techniker geworden. Den Gipfelpunkt nach dieser Richtung erreichte man endlich durch die Anwendung von Gelenken auch bei gewölbten Brücken, seien es nun unvollkommene aus Stein, Beton oder Blei und Asphaltplattengelenke, oder seien es vollkommene aus Eisen oder Stahl, gleich solchen bei eisernen Brücken hergestellte, wodurch man in die Lage kam, den schädlichen Einflüssen, die durch ein etwaiges geringes Nachgeben der Widerlager oder die infolge Temperaturveränderungen entstehen, zu begegnen. Der Fortschritt wurde

überdies durch die zahlreichen Versuche gefördert, welche an anderer Stelle behandelt werden.

Gewölbte Tragwerke, seien sie nun in reinem Stampfbeton oder in Eisenbeton ausgeführt, können verschiedenen Zwecken dienen. Solche Tragwerke, welche zur Unterführung kleiner Wasserläufe und Wege unter Dämmen dienen, nennt man gewölbte Durchlässe; haben diese größere Längen und geht der Verkehr auf denselben nach verschiedenen Richtungen, so nennt man sie Überwölbungen (Abb. 162, 206 u. 207). Die letzteren wurden meistens bereits im Kapitel VIg, Wasserbau, sowie VIIb, Stadt- und Untergrundbahnen, behandelt. Was die gewölbten Brücken anbelangt, so kann man im allgemeinen solche unterscheiden mit mehr oder weniger flach, dafür aber weit gespanntem Bogen und solche mit halbkreis- oder elliptisch geformten Bogen von kleinerer Lichtweite und einer größeren Anzahl hoher Zwischenpfeiler; letztere Anordnung nennt man Viadukte oder Talbrücken (Abb. 72, 78, 85, 87 usw.). In neuerer Zeit geht man ebenso wie im Steinbogenbau dahin, an Stelle einer großen Anzahl kleinerer Öffnungen einen großen Hauptbogen auszuführen (Abb. 35, 38 usw.).

Bei der Ausbildung der Bogenbrücken sind folgende Gesichtspunkte ins Auge zu fassen:

Zweck. Die Brücke kann zur Hinüberleitung verschiedener Verkehrsarten dienen; dient sie nur dem Personenverkehr, so nennt man dies Fuß- oder Übergangstege. Sie werden auch nur immer infolge der kleinen Nutzlast meist in schwachen und zarten Formen gehalten sein; ebenso werden diese wohl nicht breiter als 3 bis 4 m ausgeführt. Einige dieser Übergangstege zeigen die Abb. 82 u. 125. Dient die Brücke zur Überleitung des gewöhnlichen Straßenverkehrs, so nennt man sie eine Straßenbrücke. Die Fahrbahnbreite derselben ist je nach der Dichtigkeit des zu bewältigenden Verkehrs eine größere und von dieser letzteren abhängig; sie schwankt von 3 bis 15 und 20 m, welch letztere großen Fahrbahnbreiten jedoch meist in dicht bewohnten Gebieten, also Städten, zur Ausführung gelangen (Abb. 36, 39, 71, 74, 84 usw.). Meist dienen diese Straßenbrücken in Städten auch zur Überleitung des Straßenbahnverkehrs (Abb. 212, 227 usw.). Endlich werden gewölbte Beton- und Eisenbetonbrücken auch zur Überleitung des Eisenbahnverkehrs ausgeführt und bilden so Eisenbahnbrücken sowohl für Sekundär- als auch für Hauptbahnen (Abb. 189 bis 194, 196 bis 198, 208, 209 usw.).

Widerlager. Da bei Bogenbrücken im Gegensatze zu Balkenbrücken die Auflagerkräfte nicht lotrecht, sondern infolge des Horizontalschubes schiefe sind, so werden daher auch die Auflagerkonstruktionen in größeren Stärken zu halten sein als bei Balkenbrücken. Bei den ersten Eisenbetongewölben benutzte man dazu mächtige Bruchsteinklötze, welche zur Auflagerung des Bogens eigens ausgehöhlt waren (Abb. 126). Später ging man schon zu Stampfbetonklötzen (Abb. 53, 62, 136, 140 usw.), welche man auch noch meistens heutzutage ausführt. In zahlreichen Fällen, hauptsächlich bei flachen Segmentbogen setzt man den Bogen im Widerlager fort, und so entstehen die sogenannten verlorenen Widerlager (Abb. 163, 164). Diese Widerlager endigen des öfteren in eine Eisenbetonplatte, welche den Auflagerdruck auf eine größere Fläche verteilt (Abb. 300, 301). In neuerer Zeit geht das Bestreben dahin, die mächtigen Widerlagerklötze zu vermindern, und läßt sich hierbei von verschiedenen Gesichtspunkten leiten. So schlägt Professor Möller vor, den Horizontalschub in den Widerlagern durch eine wagerechte Betonplatte in das dahinter befindliche Hinterfüllungsmaterial zu übertragen (Abb. 309). Ferner löst man den mächtigen Widerlagerklotz in einzelne Rippen auf, die mit der zugehörigen Eisenbetonplatte ein einheitliches Ganzes bilden, und wo das Hinterfüllungsmaterial so wie bei den Winkelstützmauern zugleich als Ballast wirkt (Abb. 201, 236, 244, 255). Näheres hierüber befindet sich

im Band III, Teil 1, S. 159. Endlich gibt es verschiedene Ausführungsweisen, welche das Gewicht der Widerlager durch geeignete Eisenanker mit zur Tragfähigkeit und Dimensionierung der Gewölbe heranziehen, so das System Wünsch (Abb. 49 u. 52) und Brücken nach dem System Luten (Abb. 221, 226 u. 228), wo der Horizontalschub durch Ankereisen, welche sich in der betonierten Flußsohle befinden, aufgenommen wird.

Bogenrüstung. Hierüber wurde im II. Band, Kapitel g das nähere besprochen.

Bogenform. Zum Unterschiede bei den Steinbogenbrücken, welche meist nach einem Halb- oder Segmentkreise ausgebildet sind, wird die Halbkreisform bei Betonbogenbrücken äußerst selten verwendet (Abb. 210 u. 211). Viel häufiger sind schon Kreissegmente (Abb. 62, 95, 103 usw.) Ferner Korbbogen aus einzelnen Halbmessern zusammengestellt, derart, daß die größten in der Mitte sind und gegen das Widerlager zu sich verjüngen (Abb. 20, 52, 83 usw.). Ebenso wird des öfteren auch der Ellipsenbogen und der Parabelbogen (Abb. 35, 75 usw.) verwendet. In den meisten Fällen werden jedoch die meisten Eisenbetonbogen der Stützlinie für Eigengewicht allein oder jener für Eigengewicht, vermehrt um die halbe Nutzlast, angepaßt und bilden so den Drucklinienbogen, welcher den Vorteil hat, den ungünstigen Einfluß der Momentenwirkung auf ein Kleinstmaß zu beschränken (Abb. 129, 136, 145 usw.). Ist die Fahrbahn unsymmetrisch ausgebildet, so ergeben sich folgerichtig auch ganz unsymmetrische Bogenformen und ähneln mehr dem Schwanenhalsbogen (Abb. 217, 280, 282). Endlich möge nicht unerwähnt bleiben, daß viele Brücken von außen das Ansehen einer Bogenbrücke haben, in Wirklichkeit aber nichts anderes als kontinuierliche Balkenbrücken sind (Abb. 105, 109).

Bogenstärke. Was die Bogenstärke anbelangt, so ist zu unterscheiden zwischen einem eingespannten oder einem Dreigelenkbogen. Beim beiderseits eingespannten Bogen ist die Gewölbestärke am Scheitel am kleinsten und nimmt gegen die Widerlager stetig zu, woselbst sie den Größtwert erreicht. Beim Dreigelenkbogen ist die Bogenstärke ebenfalls am Scheitel am geringsten, nimmt dann bis zur sogenannten Bruchfuge zu, das ist jener Gewölbequerschnitt, wo die Stützlinien ihre größte Abweichung von der Mittellinie aufweisen, um von hier gegen die Kämpfergelenke wieder abzunehmen. Oft wird aber die Gewölbestärke auch bei Dreigelenkbogen von der Bruchfuge gegen das Widerlager in gleichem Maße weitergeführt, wodurch ein schöneres Äußere der Bogenbrücke erzielt wird. Eine allgemeine Regel für die Scheitelstärke läßt sich nicht leicht angeben, da diese von vielen Umständen, wie dem Horizontalschub, dem Pfeile und der Scheitelarmierung abhängig ist, jedoch wird sie wenigstens bei Straßenbrücken über 30 m Lichtweite mit rund $^1/_{100}$ der Lichtweite anzunehmen sein. (Siehe Näheres im I. Band, Theorie der Bogenbrücken.)

Fahrbahn. Die Ausbildung der Fahrbahn kann verschiedenartig erfolgen. Bei den zuerst ausgeführten Eisenbetonbogen und bei solchen von kleineren Lichtweiten erfolgt eine Nachbetonierung mit magerem Beton gegen die Widerlager zu (Abb. 53, 119, 129, 134, 140, 145 usw.). Dies gibt der Bogenbrücke ein großes Eigengewicht und ergibt den Vorteil, daß der Einfluß der Nutzlast ein geringerer wird. Gegen außen werden die Brücken in diesen Fällen mit Stirnwänden versehen; diese können ausgeführt werden aus Bruchstein (Abb. 134, 146), Beton oder Eisenbeton (Abb. 202, 205, 211), in welch letzterem Falle sie durch Ankereisen mit dem Bogenbeton verbunden werden. In neuerer Zeit und hauptsächlich bei Bogenbrücken größerer Lichtweite, wo diese tote Masse ein großes Gewicht erreichen würde, führt man dies nicht mehr aus, sondern schafft gegen das Widerlager zu in irgend einer Art Hohlräume; diese können nun parallel zur Brückenachse durch Anordnung von Zwischenwänden mit darüber gespannten Platten (Abb. 91, 230, 233) oder Tonnen (Abb. 16, 32, 47)

hergestellt werden, die sogenannten Spandrillen, oder man ordnet Querwände (Abb. 121, 209) bezw. Querpfeilerreihen (Abb. 35, 42, 56, 136, 167, 170 usw.) senkrecht auf die Brückenachse an und überwölbt bezw. überdeckt diese Zwischenräume, die sogenannten Sparöffnungen. Häufig werden Bogenbrücken, insbesondere solche von einer breiten Fahrbahn so ausgeführt, daß man den tragenden Bogen nicht auf die ganze Fahrbahnbreite ausführt, sondern aus wirtschaftlichen Gründen zwei nebeneinander befindliche parallele Bogen ausführt, auf welchen die Fahrbahn mittels einer eigenen Tragkonstruktion aufruht (Abb. 39 u. 71). Was die Beschotterung der Fahrbahn anbelangt, so ist es eben auch von Vorteil, nicht mit ihr sehr zu sparen, um die Einflüsse der Verkehrslast und ihre dynamischen Einwirkungen herabzudrücken. Angezeigt ist es, immer knapp über der Fahrbahn einen wasserdichten Uberzug in irgend einer Art (Teer, Siderosthen, Goudron, Juteasphalt) herzustellen und die Fahrbahn ebenso wie den tragenden Bogen gut zu entwässern und diese Teile unabhängig von den Tagwässern zu machen.

Betonmischungsverhältnis. Dieses ist in erster Linie davon abhängig, ob wir es mit einer Stampfbeton- oder Eisenbetonbrücke zu tun haben. Bei Stampfbetonbogenbrücken nimmt man magerere Mischungsverhältnisse als bei solchen mit Eisenarmierungen. In der Regel führt man den Stampfbetonbogen auch in verschiedenen Mischungsverhältnissen aus, so zwar, daß dort, wo die Gewölbestärke am größten ist, magerer, in der Nähe und anschließend an das Scheitel- und die Kämpfergelenke fetter gemischt wird (Abb. 3, 18 usw.). Das durchschnittliche Mischungsverhältnis für Stampfbetonbogenbrücken ist 1 : 6. Eisenbetonbogenbrücken verlangen ein fetteres Mischungsverhältnis, und schwankt dieses von 1 : 3 und 1 : 4 in Europa, bis 1 : 6 in Amerika.

Eisenarmierung. Wie auch später bei der Besprechung ausgeführter Bogenbrücken des näheren erläutert wird, wird zur Armierung Eisen der verschiedensten Querschnittsform gewählt. Im allgemeinen lassen sich die Querschnitte in steife und schlaffe einteilen. Zu ersteren gehören Altschienen (Abb. 47, 105, 109), einfache I-Träger (Abb. 80) bis zu ganzen Eisenfachwerkrippen (Abb. 53 u. 56). Zu letzteren zählt man Flacheisen, Rundeisen und die verschiedenen Eisenformen, wie sie in Amerika üblich sind, wovon jedoch später die Rede ist. Oft bedingen es örtliche Konstruktionsverhältnisse, daß in ein und demselben Bogen sowohl steife als schlaffe Eisenprofile eingebettet werden (Seite 82). In Amerika werden häufig bei Bogenbrücken, welche die Gleise einer Straßenbahn tragen, unter diesen steife Fachwerkrippen einbetoniert, während der restliche Bogen mit schlaffen Profilen armiert ist (Abb. 214). Auch wird die Fahrbahnkonstruktion bei Bogenbrücken mit steifer Bogenarmierung mit schlaffen Eiseneinlagen armiert (Abb. 47).

Ausdehnungsfugen. Da jeder Bogen durch die Verkehrslasten und hauptsächlich infolge Temperaturänderungen beträchtliche Formänderungen erleidet, so müssen auch bei der Ausführung von Eisenbetonbogen Vorrichtungen geschaffen werden, welche diesen Bogen die Bewegungsfreiheit gewährleisten. Es werden daher auf den Widerlagern oder Zwischenpfeilern von Bogenbrücken eigene künstliche Fugen freigelassen, welche mit elastischem Material, wie Asbest, Asphalt, Pappe usw., ausgefüllt werden (Abb. 35, 40 u. 208). Ist bei größeren Brücken die Fahrbahnkonstruktion auf Sparöffnungen gelagert, so muß auch diese so ausgebildet sein, um kleine Bewegungen des tragenden Bogens mitmachen zu können. Es werden daher nicht nur die Ausdehnungsfugen des tragenden Bogens in der Fahrbahnkonstruktion fortgesetzt, sondern diese selbst wird dort, wo Wände oder Pfeilerreihen senkrecht auf dem Brückengewölbe sich befinden, auf diesen mit künstlichen Fugen gelagert.

Die gewölbten Brücken kann man nach verschiedenen Gesichtspunkten einteilen. Da das Hauptaugenmerk sich mehr oder weniger auf die Ausbildung des

tragenden Gewölbequerschnitts richtet, möge auch diese benutzt werden, um dieses Kapitel in Untergruppen zu teilen. Da in vielen Fällen sowohl bei Stampfbeton-, als auch bei Eisenbetonbogenbrücken der verschiedenen Arten sowohl Kämpfer- als auch Scheitelgelenke zur Anwendung gelangen, so soll zuvor auch etwas über Gelenke erwähnt werden. Demzufolge wird dieses Kapitel in folgenden Gruppen besprochen:

I. Gelenke;
II. Stampfbetonbogenbrücken;
III. Eisenbetonbogenbrücken, deren tragender Gewölbequerschnitt ein auf die ganze Brückenbreite befindliches Rechteck ist (eigentliche Gewölbe);
IV. Eisenbetonbogenbrücken, deren tragender Querschnitt im Zusammenhange mit der Fahrbahnplatte sich in Plattenbalkenform auflöst (Bogenplattenbalken);
V. Eisenbetonbogenbrücken, deren tragende Gewölbequerschnitte aus einzelnen rechteckigen Querschnitten bestehen (Bogenträger, Fachwerkträger).

I. Gelenke.

Wie schon eingangs erwähnt, wurde durch die Anwendung der Gelenke ein neues Konstruktionsmittel in den Gewölbebau eingeführt und mit Erfolg angewendet. Wenn bei Eisenbetonbogen durch die Eiseneinlagen das Material so zugfest gemacht wird, daß die sonst bei gewölbten Objekten so unangenehm empfundenen Rißerscheinungen wegbleiben, so wird bei den Gewölben, welche mit Gelenken konstruiert werden, einesteils die Gefahr der Rißbildung vermieden, andernteils aber statt der Eiseneinlagen durch die Anordnung der Gelenke eine statische Bestimmtheit in die Konstruktion gebracht, welche dem eingespannten Bogen mangelt. Es ist selbstredend nicht ausgeschlossen, einen Dreigelenkbogen in Eisenbeton herzustellen, und es kann unter Umständen von großem Vorteil werden, beide Ausführungsarten zu verbinden, wovon die Ausführung der Schwimmschulbrücke in Steyr (Abb. 53) und der Isarbrücke bei Grünwald u. a. m. treffende Beispiele sind. Der Hauptzweck der Gelenke ist jedoch immer der, die beim Ausschalen solcher großen Bogen auftretenden schädlichen Erscheinungen, zu deren Behinderung die verschiedensten Mittel vorgeschlagen wurden, mit Sicherheit zu verhindern. Die schädlichen Einflüsse einer Verdrehung oder Verschiebung der Widerlager, sowie der Temperaturänderungen werden hiermit auf die sicherste Weise ausgeschaltet. Von diesem Standpunkte aus kann man mit Recht die reinen Betongewölbe mit eisernen Gelenken als Eisenbetonkonstruktionen im weiteren Sinne betrachten, und soll das Wissenswerte hierüber im nachstehenden und im Zusammenhange mit der Besprechung der Gelenke bei Gewölben überhaupt eingehender behandelt werden.

a) Steingelenke.

Die Vorschläge, Gelenke herzustellen, gehen ziemlich weit zurück, und zwar dachte man schon frühzeitig daran, durch geeignete Vorrichtungen die Drucklinie zu zwingen, in den sogenannten Bruchfugen durch die Fugenmitte zu gehen, indem man diese Fugen gelenkförmig ausbildete und gleichzeitig Metallstreifen einlegen wollte. Oft wurden auch Metalldollen angeordnet, um das Verdrehen nur nach gewissen Gesetzen zu ermöglichen.

Köpke in Dresden jedoch war der erste, welcher Gelenke bei Steingewölben praktisch zur Durchführung brachte und zwar im Jahre 1880 beim Bau von Brückengewölben an der Berggießhübler Bahn nächst Langenhennersdorf.[1]) Diese Brücke hat drei Öffnungen von je 13 m Lichtweite und 3 m Pfeil; die Gewölbe hatten am Scheitel eine Stärke von 50 cm, am Kämpfer eine solche von 60 cm und waren in Sandsteinquadern hergestellt. Die Gelenke am Kämpfer waren so ausgebildet, daß der Widerlags- oder Kämpferstein eine konvexe Wölbung mit einem Pfeil von 40 mm erhielt,

während der erste Gewölbestein (Gewölbanfänger) eine konkave Wölbung von 45 mm Pfeil erhielt (Abb. 1). Am Scheitel des Gewölbes waren beiderseits der Scheitelfuge Steine mit gegeneinander gekehrten konkaven Flächen angeordnet (Abb. 2). Köpke folgert, daß sich die Steine auf eine Länge von 25 bis 14,4 cm berühren und hierbei durch den zentralen Druck mit 12,87 kg/cm² beansprucht werden. Unter der Voraussetzung, daß die Berührungsfuge

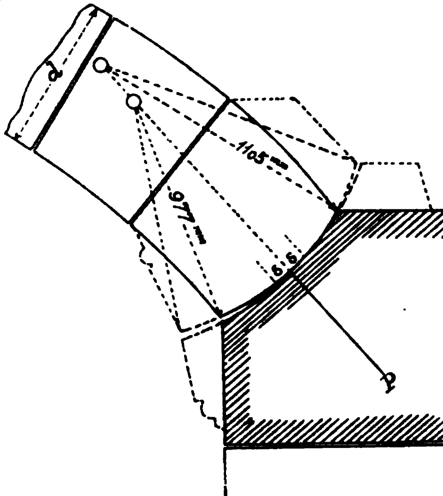


Abb. 1. Kämpfergelenk der Brücke in Langenhennersdorf.

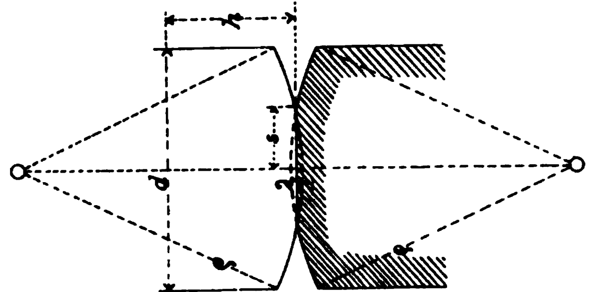


Abb. 2. Scheitelgelenk der Brücke in Langenhennersdorf.

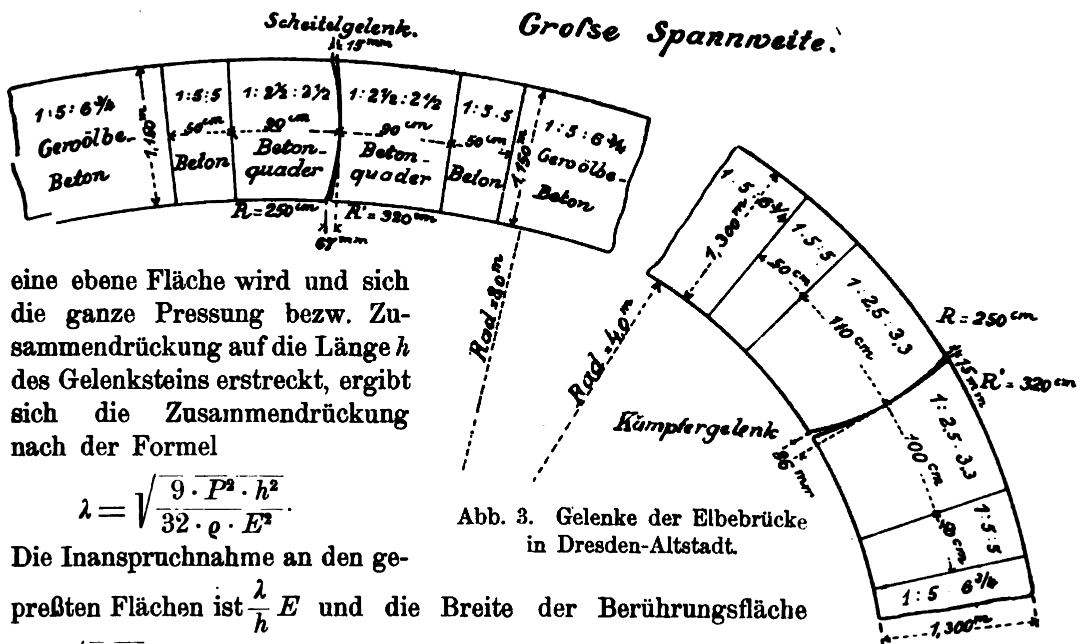


Abb. 3. Gelenke der Elbebrücke in Dresden-Altstadt.

eine ebene Fläche wird und sich die ganze Pressung bezw. Zusammendrückung auf die Länge h des Gelenksteins erstreckt, ergibt sich die Zusammendrückung nach der Formel

$$\lambda = \sqrt{\frac{9 \cdot P^2 \cdot h^2}{32 \cdot \varrho \cdot E^2}}.$$

Die Inanspruchnahme an den gepreßten Flächen ist $\frac{\lambda}{h} E$ und die Breite der Berührungsfläche $b = \sqrt{2 \varrho \lambda}$; hierbei ist P der Kämpferdruck bezw. im Scheitel der Horizontalschub, ϱ der Krümmungshalbmesser des Gelenkquaders (Konkavität). Den Elastizitätswert E für Sandstein nahm Köpke mit 45 000 kg/cm² an. Die erzielten Ergebnisse waren befriedigend und so wurden außer Gewölben mit drei Gelenken auch solche mit zwei Gelenken ausgeführt. Bei Betonbrücken wurden solche Steingelenke gleichfalls öfters mit Erfolg angewendet, insbesondere bei der Inundationsbrücke über die Elbe der viergleisigen Bahn in Dresden-Altstadt. Die Betongewölbe haben Korbbogenform und eine Lichtweite bis zu 31 m. Die Kämpferfugen sind erst da angeordnet, wo die Fugenneigung ungefähr 60° beträgt. Die Gewölbestärke der

großen Bogen beträgt am Scheitel 1,1 m, am Kämpfergelenk 1,3 m, während der Gewölbeschenkel in der Mitte eine Stärke von 1,5 m hat. Die konkaven Gelenkstücke an den Kämpfern sind mit einem Halbmesser von 3,2 m, die konvexen Gegenstücke mit einem solchen von 2,5 m in Beton hergestellt, wie dies auch aus der Abb. 3 zu sehen ist. Bei den kleineren Bögen wurden an den Kämpfern Gelenke aus Beton und Sandstein, am Scheitel solche aus Sandstein beiderseits angeordnet.

b) Gelenke aus Blei- und Asphaltplatten.

Eine andere Art und Weise, um eine, wenn auch unvollkommene Gelenkwirkung zu erzielen, besteht in der Einlage von Bleiplatten, und hat die Straßenbauverwaltung in Württemberg bei Ausführung größerer gewölbter Brücken von derartigen Anordnungen Gebrauch gemacht. Anlaß hierzu gab das Verhalten des über die Nagold bei Teinach ausgeführten Brückengewölbes, bei welchem trotz aller Vorkehrungen und sorgfältigster Ausführung, und obwohl die Scheitelsenkung beim Ausschalen nur 43 mm betrug, kleine Risse auftraten. Präsident Karl v. Leibbrand hat diese Bauweise in einer im Februar 1894 von der Königl. Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau in Stuttgart herausgegebenen ausführlichen Darstellung besprochen. Es sind in diesen Mitteilungen auch die mit Mauerwerkskörpern und Blei, sowie Stereotypmetall durchgeführten Versuche eingehend beschrieben und dabei recht schätzenswerte Anregungen niedergelegt. Zwei Tabellen, welche die hauptsächlichsten, auf die Bauausführung bezug habenden Daten über sieben mit Bleieinlagen versehene größere Brückengewölbe enthalten, vervollständigen und ergänzen diese Mitteilungen. Die Versuche, die von der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart über die zulässige Druckbeanspruchung des Bleies vorgenommen wurden, ergaben, daß das gewöhnliche Gußblei mit 50 kg/cm² belastet werden darf, ohne daß es ausweicht; erst bei einem Druck von 72 kg/cm² begann das Blei langsam auszuweichen. Der Erfolg gab sich hauptsächlich in wirtschaftlicher Richtung zu erkennen, da mit Rücksicht auf die Gelenkanwendung die Ausmaße auf ein Kleinstmaß herabgedrückt werden konnten. Die von Professor Bach in Stuttgart ausgeführten Versuche ergaben für Zylinder aus Gußblei die in folgender Tabelle ersichtlichen Werte:

Nummer	Höhe cm	Durchmesser cm	Querschnitt cm²	Spezifisches Gewicht	Belastung in kg für 1 cm², wobei das Blei nicht ausweicht	Belastung in kg für 1 cm², wobei das Blei ausweicht
1	7,05	3,525	9,76	11,37	46	51
2	3,47	3,53	9,79	11,36	49	69
3	1,01	3,48	9,51	11,35	105	126

Hieraus ergibt sich, daß, je höher der gepreßte Bleikörper ist, desto früher sein Ausweichen erfolgt. Scheiben aus Gußblei halten demnach eine weitaus größere Beanspruchung aus als Würfel oder Zylinder. Durch Zusatz von Antimon wird aber die Fließgrenze erheblich nach oben gerückt. Nach Ansicht v. Leibbrands ist eine Beanspruchung von 120 kg/cm² zulässig. Bezüglich der Dauerhaftigkeit und des Widerstandes des Bleies liegen keine Bedenken vor. Anschließend daran wäre zu erwähnen die Erbauung der Betonbrücke mit Bleigelenken über den Hammerkanal in Eßlingen

am Neckar. Diese schiefe Brücke (50° 30′) hat 19 m Spannweite und nur 1,8 m Pfeil. Die Gewölbeschenkel haben an der stärksten Stelle 80 cm, am Kämpfer 41 cm, am Scheitel 46 cm Stärke. In den Gelenken liegen Bleiplatten von 150 mm Breite und 18 mm Dicke. Die Gelenke sind treppenartig gestellt und das Gewölbe ist der Breite nach aus vier gesonderten, durch Teerpappe isolierten Ringen hergestellt. Die Kosten für das Blei in den Gelenken betrugen 600 Mark, während Eisen- oder Stahlgelenke einen Aufwand von 2000 Mark erfordert hätten. Zur Anpassung an die ungünstigste Belastungskurve wurde die Gewölbeunterfläche als Spitzbogen aus zwei Halbmessern von 30 m ausgebildet, wie dies die Abb. 4 zeigt. Die Gewölbebreite senkrecht zur Stirn betrug 14,32 m. Die reinen Baukosten für das ganze Objekt betrugen rund 300 000 Mark, sonach für 1 m² Brückenoberfläche 100 Mark.

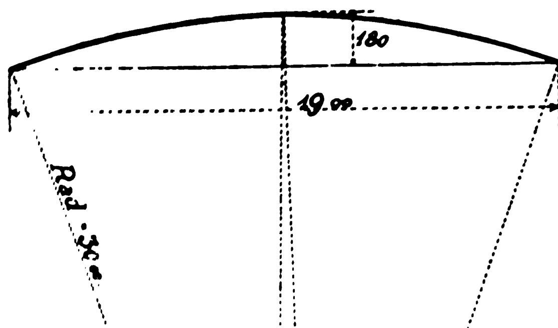
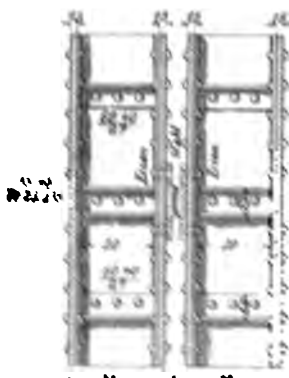


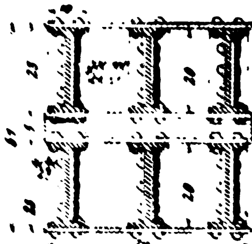
Abb. 4. Bogenform der Brücke über den Hammerkanal in Eßlingen.

Eine mit Asphaltfilzplatten in den Gelenken ausgeführte Brücke ist die von Bauinspektor Koch erbaute Betonbrücke über die Westrach bei Erbach in Württemberg.[1]) Diese hat eine Lichtweite von 29 m und einen Pfeil von 4 m. Ebenfalls mit Blei- und Asphaltplattengelenken sind die Brücken nach System Maillard ausgebildet, deren nähere Beschreibung später folgt (S. 154 bis 157).

c) Gelenke aus Schmiedeisen und Stahl.

Diese können in verschiedener Weise ausgebildet werden. Meistens bestehen sie aus zwei Stahlstücken,





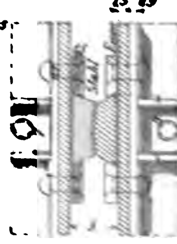


Abb. 5. Scheitelgelenk der Donaubrücke zu Munderkingen.

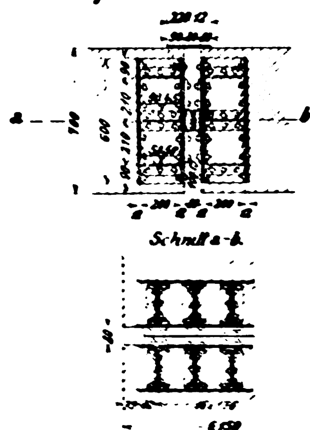


Abb. 6. Scheitelgelenk der Schlitzabrücke bei Tarvis.

welche konkav bezw. konvex gekrümmt sind und welche den Druck auf größere Flächen übertragen, die aus Eisenblechen und Profileisen gebildet sind. Die letzteren ersetzen die Gewölbequadern, indem sie den Druck gleich auf eine größere Fläche verteilen.

Die Abb. 5 gibt Einzelheiten eines solchen Scheitelgelenkes, wie dasselbe bei der Donaubrücke zu Munderkingen angewendet wurde, während in der Abb. 6 das

[1]) Schweizer. Bauzeitung [illegible] S. 12

Kämpfergelenk der Stampfbetonbrücke über die Schlitza bei Tarvis zu sehen ist. Über diese beiden Brücken, sowie ähnliche Gelenkbrücken wird das Nähere bei Stampfbetonbrücken besprochen.

d) Gelenke aus Gußeisen und Gußstahl.

Diese Gelenke besitzen entweder gußeiserne Lagerstühle, welche einen zylindrischen Stahlbolzen einhüllen, wie dies die Abb. 7 zeigt, welche das Kämpfer- und das Scheitelgelenk der Donaubrücke bei Inzigkofen darstellt, oder wie dies in der neuesten Zeit sehr üblich ist, werden sie teilweise oder ganz aus Martinflußstahl hergestellt. In der Abb. 8 sind die Gelenke der Eisenbetonbogenbrücke über den Jesenicabach bei Reka zu sehen, die nach dem später zu beschreibenden System Melan ausgeführt wurde. Während das Scheitelgelenk ganz aus Stahl ist, sind bei den Gelenken an den Kämpfern die unteren Lagerkörper noch aus Gußeisen. Um ein Abgleiten des einen Lagerkörpers auf dem anderen zu verhindern, ist es angezeigt, die beiden Gelenkstücke durch eiserne Dollen miteinander zu verbinden, die genügenden Querschnitt besitzen, um durch ihre Scherfestigkeit die größte Komponente des Lagerdrucks übertragen zu können. Die Abb. 9 zeigt das Scheitelgelenk, wie dies bei der Reichenbachbrücke und Maximiliansbrücke in München verwendet wurde. Anstatt das Lagerstück aus zwei Teilen zu bilden, ist es oft zweckmäßiger, ein einziges Stahlgußstück anzuordnen, wie dies an der Isar brücke bei Grünwald geschehen ist, deren Kämpfergelenk in der Abb. 10 zu sehen

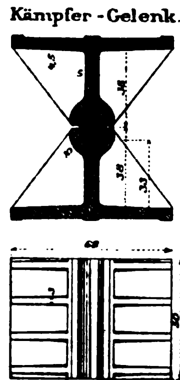


Abb. 7. Kämpfergelenk der Donaubrücke bei Inzigkofen.

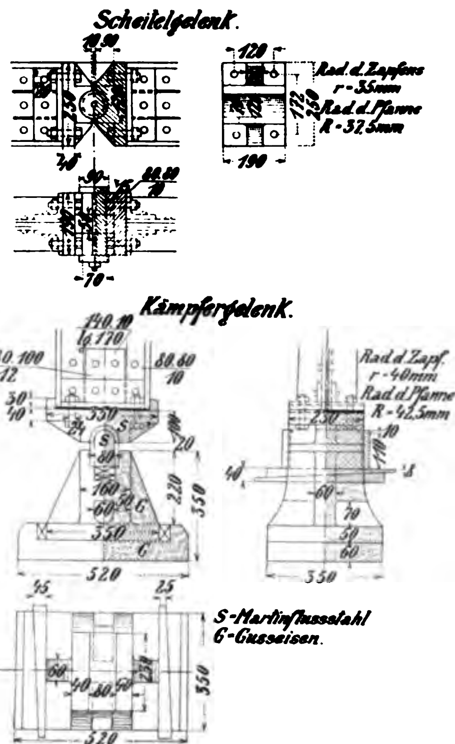
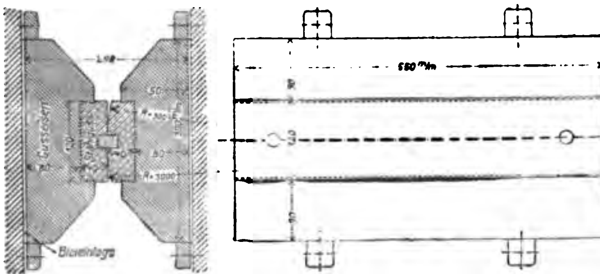


Abb. 8. Gelenke der Brücke über den Jesenicabach.


Abb. 9.
Scheitelgelenk der Maximiliansbrücke in München.

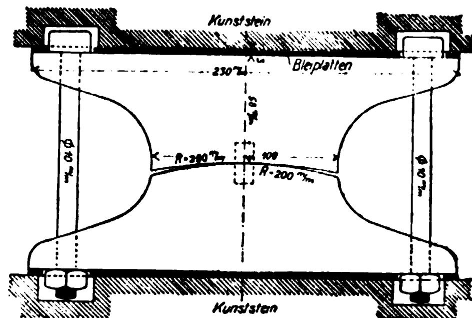


Abb. 10.
Kämpfergelenk der Isarbrücke bei Grünwald.

ist.[1]) Weiterer Gelenkformen wird bei der Beschreibung der verschiedenen Bogenbrücken Erwähnung getan werden.

Was nun die Wahl betrifft, ob ein Gelenk und welcher Art bei einer Bogenbrücke zur Ausführung gelangen soll, wird sich der entwerfende Ingenieur außer von den vorerwähnten Vorteilen der statischen Bestimmtheit des Tragwerkes auch von der Wirtschaftlichkeit leiten lassen. Ausschlaggebend für die Anordnung von Gelenken werden jedenfalls die Stützweite, das Pfeilverhältnis und die Untergrundverhältnisse der Widerlager und Zwischenpfeiler sein müssen, derart, daß bei großen Stützweiten, flachem Pfeile und schlechtem Untergrund die Anordnung von Gelenken angezeigt ist, welche jedoch die Ausführungskosten bedeutend erhöhen. Um eines von den vielen Beispielen hervorzuheben, betragen die Kosten der Stahlgelenke bei der über die Save bei Krainburg projektierten Straßenbrücke in Stampfbeton von vier Öffnungen zu 30 m rd. 45000 Kr., während die Betonarbeiten der Bogen rd. 30000 Kr ausmachen, also die Gelenke um 50 vH. teurer sind als die Betonbogen.

II. Stampfbetonbogenbrücken.

Diese können als eingespannte Bogen zur Ausführung gelangen, was bei den zuerst ausgeführten Stampfbetonbogen auch der Fall war. Ihre Ausführung unterscheidet sich nicht wesentlich von jener der gewölbten Steinbrücken. Da sie wegen ihrer statischen Unbestimmtheit insbesondere auf der Kämpferfuge in erheblichen Stärken ausgeführt werden müssen, um durch auftretende Zugspannungen eine Rissebildung zu vermeiden, so sind diese wirtschaftlich den Steinbogen nicht überlegen, außer daß bei schiefen Gewölben der komplizierte Fugenschnitt vermieden wird, der bei Steinbogen erforderlich und ziemlich umständlich ist. Eingespannte Stampfbetonbogen werden daher in neuerer Zeit nicht mehr ausgeführt, außer für kleinere Spannweiten. Ganz anders verhält es sich mit den Stampfbetonbrücken mit drei Gelenken. Für beide Arten kann die Ausführung der Betonierung des Gewölbes in doppelter Weise erfolgen. Entweder stellt man künstliche Quadern aus Beton her und versetzt diese mit trockenen, ziemlich weiten Fugen auf dem Lehrgerüst und stampft letztere sodann mit erdfeuchtem Mörtel aus, oder man bringt den Stampfbeton auf das Lehrgerüst und stampft ihn an Ort und Stelle ein. Gerade so, wie bei der Ausführung von Steingewölben, muß man auch hier bei der Herstellung des Bogens eine gewisse Reihenfolge und bestimmte Regeln befolgen, um eine Formänderung des Lehrgerüstes und damit des Bogens zu verhindern. Man betoniert immer in bestimmten Abteilungen, und zwar symmetrisch auf beiden Bogenhälften und berücksichtigt bei der Bildung dieser Abteilungen auch immer die Konstruktion des Lehrgerüstes. Hierdurch wird man sich oft genötigt sehen, provisorische, sogenannte künstliche Widerlager, meist aus Holz herzustellen. Die Stampfung der Betonschichten geschieht gewöhnlich immer senkrecht zur Gewölbeleibung, nur bei einer Leibung, die über 35° bis 40° steil wird, wird man sich genötigt sehen, eine doppelte Schalung sowohl innen als außen anzuordnen und dann pfostenweise tangential zur Leibung zu stampfen. An der Hand einiger ausgeführten Stampfbetonbogenbrücken mögen diese Punkte näher erörtert werden.

Besprechung von Musterbeispielen von Stampfbetonbrücken.

Von den zahlreichen Stampfbetonbogenbrücken, deren Gelenke aus Kunststein ausgeführt wurden, seien erwähnt:

Die Bogenbrücke über den Teltowkanal bei Britz.[2]) Diese Brücke

[1]) Beton-Kalender 1907, S. 202.
[2]) Deutsche Bauzeitung 1905, 9. Sept.

ist als Betongewölbe mit drei Gelenken aus Betonquadern zur Ausführung gekommen. Sie hat eine Lichtweite zwischen den beiden Widerlagern von 39 m, eine theoretische Stützweite zwischen den Gelenkmitten von 36,42 m und einen Pfeil von rd. 1 : 7,5. Die innere Bogenlinie, welche der ermittelten Drucklinie angepaßt wurde, ist ein Korbbogen mit vier Mittelpunkten. Unterhalb der Auflagergelenke wird der Übergang der Widerlager in die Fundamente durch einen weiteren Kreisbogen vermittelt. Die Gesamtbreite zwischen den beiden Stirnflächen beträgt 15,4 m und die lichte Weite zwischen den Brüstungen 15 m. Hiervon entfallen 10 m auf den Fahrdamm und beiderseits je 2,5 m auf den Fußweg. Die Brücke ist schief unter einem Winkel von 80° 25′ 20″. Alle diese Angaben sind aus der Abb. 11 zu ersehen.

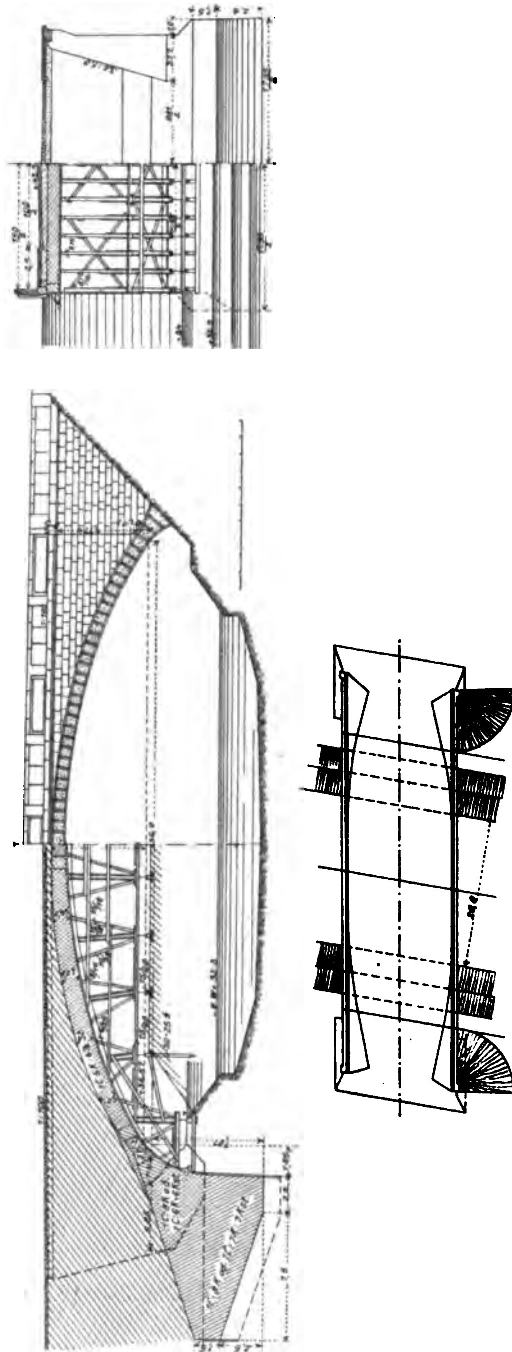


Abb. 11. Schnitte und Grundrisse der Brücke über den Teltowkanal bei Britz.

Eine weitere, ebenfalls erörterte Frage bildete die Gelenkkonstruktion selbst, ob Eisen-, Beton- oder Granitgelenke gewählt werden sollten und dann, nach welcher Konstruktion. Eisengelenke schieden mit der Wahl der schiefwinkligen Brückenkonstruktion aus und die Entscheidung zwischen Beton- und Granitgelenken fiel zugunsten der bedeutend billigeren Betongelenke. Der Bogen wurde unter Zugrundelegung einer beweglichen Belastung von 500 kg/m² gleichmäßig für Fahrbahn und Fußsteig entworfen, und zwar unter der Annahme, daß der Druck in den Gewölbequerschnitten bei einseitiger Belastung bis zur jeweiligen Belastungsscheide innerhalb des mittleren Drittels verbleiben, Zugbeanspruchungen also ausgeschlossen bleiben sollten. Die größten Druckbeanspruchungen für das Gewölbe wurden bei den gewählten Betonmischungen und dem vorgeschriebenen Sicherheitsgrade zu 25 kg/cm² festgesetzt. Die Einführung von Einzellasten in die Berechnung wurde bei der vorhandenen Überschüttung und der großen Breite des Gewölbes nicht für nötig erachtet. Die größte ermittelte Druckbeanspruchung beträgt

24,9 kg/cm². Der hiernach um die beiden äußeren Drucklinien konstruierte Bogen hat im Scheitel eine Stärke von 75 cm. Diese Bogenstärke vergrößert sich allmählich bis zur Bruchfuge auf 112 cm und geht nach den Widerlagergelenken zu wieder auf 80 cm zurück. Die hierdurch entstandene unschöne Form des oberen Gewölberückens wird durch eine gleichmäßig starke Sandsteinverkleidung verdeckt. Die Betongelenkquadern, welche in der Abb. 12 zu sehen sind, wurden seitlich der Baustelle in besonderen Formen angefertigt. Es wurde auf ihre Herstellung eine ganz besondere Sorgfalt verwendet. Die der Walzfläche der Gelenke entsprechende Seite des Formkastens wurde durch eine genau abgearbeitete gußeiserne Platte gebildet, um eine möglichst genaue glatte Berührungsfläche zu bekommen; die anderen Seiten des Formkastens wurden mit dünnem Eisenblech ausgeschlagen. In diese auf der gußeisernen Platte stehenden Formkasten wurde zuerst eine etwa 20 cm starke Mörtelschicht 1:2 eingebracht, damit die Vorderfläche fest und glatt ausfiele, sodann etwas magerere Mischungen und schließlich die Hauptmasse, die aus 1 Teil Zement, 2,5 Teilen Sandkies und 2,5 Teilen Granitschotter bestand. Die Mischung wurde von Hand bewerkstelligt. Die Breite der einzelnen Betongelenkquadern betrug 75 cm. Nach Fertigstellung der Rüstung und nach genügender Erhärtung wurden die Gelenksteine des Scheitels zuerst auf die Schalung gebracht, genau verlegt, und dann wurde die Walzfuge gegen Eindringen von Schmutz usw. mittels Putzwolle sorgfältig abgedeckt. Sodann wurde die Betonierung des eigentlichen Gewölberückens in einzelnen, durch Zwischenräume getrennten Streifen, entsprechend den einzelnen Wölbsteinschichten bei Quaderbrücken symmetrisch zum Scheitelgelenk in Angriff genommen, um eine möglichst gleichmäßige Belastung der

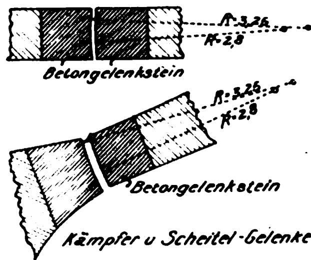
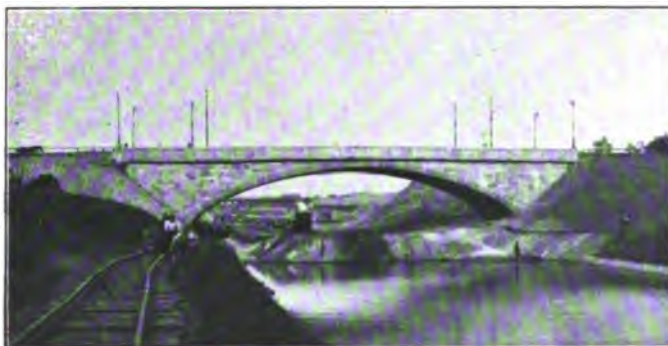


Abb. 12.
Gelenke der Brücke bei Britz.


Abb. 13. Eingeschalte Betonlamellen der Brücke bei Britz.


Abb. 14. Brücke bei Britz.

Rüstung herbeizuführen. Die Breite der Streifen wurde nach der Tagesleistung so bestimmt, daß an einem Tage gleichzeitig auf jeder Bogenseite je eine Lamelle vollständig fertiggestellt werden konnte; sie ergab sich danach zu etwa 1 m. Für jede solche Lamelle wurde ein besonderer auf der Schalung aufgestellter Kasten hergestellt, wie derselbe in der Abb. 13 zu ersehen ist. Zu allerletzt wurden die Lamellen hinter den Scheitelgelenkquadern ausbetoniert und die zum Bogen gehörigen Kämpfergelenkquadern eingesetzt, nachdem vorher die entsprechende Lamelle des Widerlagers an Ort und Stelle eingestampft war. Die Betonmischung des eigentlichen Gewölbes beträgt durchweg 1 Zement + 5 Sandkies + 6,5 Steinschlag; nur die ersten Lamellen hinter den Gelenkquadern wurden etwas fetter, und zwar im Mischungsverhältnis 1 Zement + 4 Sandkies + 4 Steinschlag hergestellt. Die Betonarbeiten wurden von der Firma Windschild u. Langelott in Cossebaude bei Dresden ausgeführt. Die Abb. 14 gibt das Lichtbild der fertigen Brücke.

Eine andere, ganz ähnlich ausgeführte Brücke ist die über die Lenne in Halden i. W.[1]) Diese Brücke ist an Stelle einer baufällig gewordenen hölzernen Brücke im Sommer 1904 von der Betonbauunternehmung Hüser u. Co. in Oberkassel erbaut worden. Die örtlichen Verhältnisse verwiesen auf eine Dreiteilung der erforderlichen Gesamtlichtweite von 66,5 m. Es wurde daher das Mittelwasserbett durch einen Dreigelenkbogen von 25 m theoretischer Spannweite überbrückt, an den sich beiderseits je ein Bogen von 18,5 m Spannweite anschließt. Die Pfeilhöhe des Mittelbogens beträgt 2,75 m, die der Seitenbogen 1,85 m. Die Scheitelstärke ist bei allen drei Bogen die gleiche und beträgt 50 cm Die Kämpferstärke des Mittelbogens ist 50 cm, die der Seitenbogen 65 cm; die Stärke in der Bruchfuge des Mittelbogens beträgt 67 cm. Die statische Berechnung erfolgte für eine Belastung durch eine Dampfwalze von 20 t Gewicht und 500 kg/m² Menschengedränge unter Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellung. Da man einerseits auf die Anwendung von Gelenken nicht verzichten wollte, anderseits hierfür nur geringe Mittel zur Verfügung standen, wurde der Mittelbogen mit drei Stampfbetongelenken ausgestattet, während man in die beiden Seitenbogen Bleiplatten im Scheitel und in den Kämpfern einlegte. Die Stampfbetongelenke erhielten eine konvexe Krümmung mit 2 m Halbmesser und eine konkave 3,13 m mit Abmessungen der einzelnen Quadern, wie sie in der Abb. 15 zu sehen sind. Sie wurden im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 2 Teilen Rheinsand und 2 Teilen Rheinkies hergestellt. Da bei ihrer Herstellung mit möglichst billigen Mitteln gearbeitet werden mußte, verzichtete man auf die Anfertigung von gußeisernen Formen für die Walzflächen; diese wurden vielmehr durch Hartgipsformen ersetzt, die allerdings für jeden Quader neu angefertigt werden mußten, sich aber trotzdem billiger stellten als gußeiserne Formen. Um etwaige kleine Krümmungsfehler an den Gelenkflächen auszugleichen, wurden zwischen die

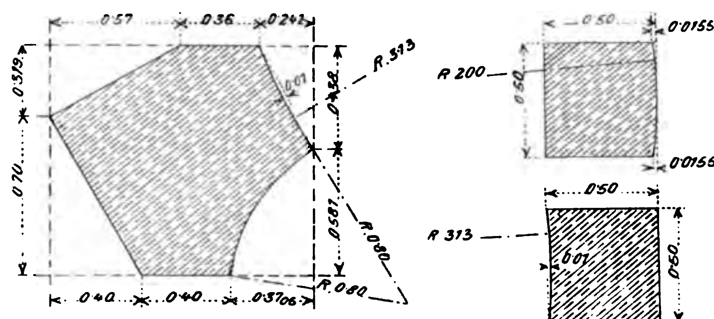


Abb. 15. Gelenke der Brücke in Halden.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage Nr. 12.

Gelenkquadern 2 mm starke, 250 mm breite Weichbleiplatten eingelegt; diese wurden ihrerseits wieder zwischen zwei 0,08 mm starke Messingbleche gepackt, um die Reibung in den Gelenken zu verringern. Die Wirkung dieser Gelenke entsprach allen Erwartungen. Sie zeigte sich deutlich beim Ausrüsten der Bogen und läßt sich bei jeder größeren Temperaturschwankung erkennen. Da bei der Ausrüstung eine genaue Messung der Drehung der Gelenke nicht möglich war, wurde ein elementarer Versuch zur Feststellung einer Gelenkwirkung vorgenommen. Es wurden nahe der inneren und der äußeren Bogenlinie an den Bogenstirnen die offenen Fugenenden der Gelenksteine vor der Ausrüstung mit einem Gipsband verstrichen. Nach erfolgter Ausrüstung, die für das Mittelgewölbe die geringe Senkung von 14,52 mm ergab, zeigte sich deutlich im Scheitelgelenk das obere Gipsband zerdrückt, im unteren ein feiner Haarriß. Die Betonierung des Gewölbes erfolgte in einzelnen Lamellen derart, daß das Gerüst eine möglichst gleichmäßige Belastung und symmetrische Verdrückung erfuhr. Die Gewölbelamellen wurden in 20 cm starken Schichten mit radialer Stampfrichtung hergestellt im Mischungsverhältnis 1 Zement zu 4 Rheinsand zu 6 Grauwacken-Kleinschlag.

Eines der größten Bauwerke in Stampfbeton ist unstreitig die im Jahre 1893 hergestellte Straßenbrücke über die Donau bei Munderkingen in Württemberg. Die Geschichte dieses Baues sowie die bemerkenswerten Einzelheiten desselben wurden vom Präsidenten Karl v. Leibbrand in einer von der Königl. Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau herausgegebenen, mit Plänen, Tafeln und Lichtbildern ausgestatteten Beschreibung niedergelegt.[1] Die Brücke stellt einen Betonbogen vor von 50 m sichtbarer Spannweite und 5 m Pfeilhöhe mit drei Gelenken.

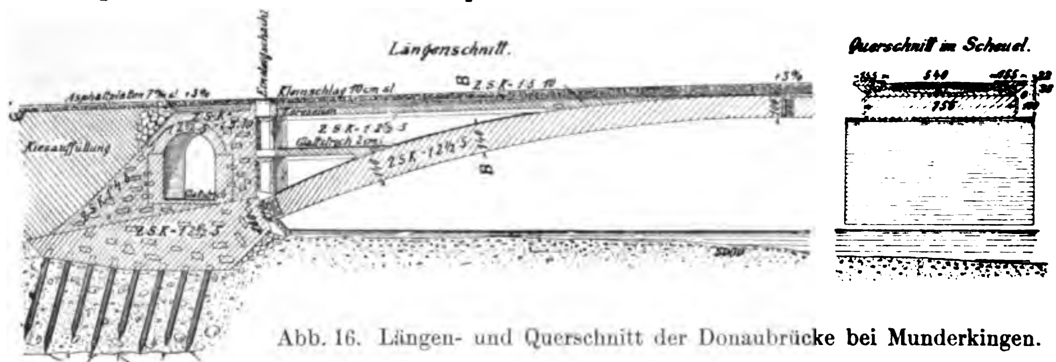


Abb. 16. Längen- und Querschnitt der Donaubrücke bei Munderkingen.

Die Berechnung erfolgte unter Annahme einer Verkehrslast von 400 kg auf 1 m²; von der Untersuchung der Wirkung von Einzellasten, wie Dampfwalzen und dergl., hat man mit Rücksicht auf das große Eigengewicht der Brücke abgesehen. Die dem Bogen zu gebende Form wurde auf dem Wege des Versuches gefunden; sie ist der mittleren Drucklinie für Vollbelastung des Gewölbes annähernd gleichlaufend; die innere Leibung ist auf der linken Gewölbehälfte nach einem Halbmesser von 65 m, auf der rechten dagegen vom Scheitel auf $^2/_3$ der Gewölbehälfte nach 70 m, weiterhin nach 46 m Halbmesser gekrümmt. Die Gewölbestärke im Scheitel beträgt 1 m, und dabei erreicht die größte Inanspruchnahme 34,2 kg/cm²; in den Kämpfern beträgt die Gewölbestärke je 1,1 m, wobei links 34,4, rechts 34,9 kg/cm², also annähernd derselbe Druck wie im Scheitel als Höchstbeanspruchung auftritt. In den sogenannten Bruchfugen *BB* der Abb. 16 nähert sich die Druckkurve der inneren oder äußeren Leibung, je nachdem die eine oder andere Gewölbehälfte voll belastet ist; in beiden Bruchfugen ist nun die Gewölbestärke so vergrößert und die Form des

[1]) Außerdem Zeitschrift für Bauwesen 1894, S. 541.

Gewölbes so gewählt worden, daß die daselbst auftretenden größten Beanspruchungen an der inneren und äußeren Leibung des Gewölbes gleich groß und gleich der größten Belastung des Scheitels und Kämpfers werden; im Entwurf war dies vollständig erreicht, bei der Ausführung haben sich kleine Abweichungen dahin ergeben, daß in der linkseitigen Bruchfuge die größten Beanspruchungen 36,7 kg/cm², in der rechtseitigen dagegen 38 kg/cm² erreichen. Die Gelenke, welche in der Abb. 5 wiedergegeben sind, sind nicht in einem Stück auf die ganze Gewölbelänge durchgehend angeordnet. Sie bestehen vielmehr bei 7,5 m Gewölbebreite aus 12 einzelnen Stücken von je 0,5 m Länge. Zwei Stahlschienen von 70 mm Breite und 25 mm Dicke, die nach einem Bogen von 15 cm Halbmesser genau aufeinander gearbeitet wurden, und die im Höchstbetrage von 659 kg/cm² in Anspruch genommen sind, bilden die Stützpunkte des Bogens; sie wurden mittels einfacher Einschubvorrichtungen auf flußeisernen Kästen befestigt, welche an die Stelle der Gewölbequadern treten und die den Zweck haben, den in den Stahlgelenken vereinigten Druck auf eine genügend große Betonfläche des Bogens und der Auflager zu verteilen; diese Kästen sind 50 cm lang, 80 cm, radial gemessen, breit und 23 cm hoch; sie werden aus je drei I-Eisen mit beiderseits aufgenieteter Blechplatte von 15 mm Stärke gebildet. Die Kästen sind auf Biegung um die Stahlachse beansprucht, und zwar im Höchstbetrage von 842 kg/cm². Der durch die Kästen auf den Beton gleichförmig übertragene Druck erreicht hierbei in den Kämpfern 57 kg/cm². Dies erschien deshalb zulässig, weil die Kästen auf Betonflächen aufliegen, welche in der Längenrichtung des Gewölbes auf 63 cm lang, in der Richtung senkrecht auf Leibung 110 cm lang, also um 40 vH. größer sind als die Druckfläche selbst; nach den von Bach und Durand-Claye angestellten Versuchen ist hierbei die Druckfestigkeit von Steinkörpern um etwa 16 vH. größer als beim Druck auf die volle Querschnittfläche.

Die unvermeidlichen Temperaturbewegungen der Brücke, welche eine Verlängerung des Bogens zwischen den Kämpfern und demgemäß eine Bewegung des Scheitels verursachen würden, haben zur Folge, daß in den Stirn- und Zwischenmauern über den Kämpfern Spannungen entstehen, welche erfahrungsgemäß die Bildung von Rissen daselbst und in den darüber befindlichen Gehwegen begünstigen.

Um dies zu vermeiden, sind sowohl in den Stirnmauern hinter den vorspringenden Umrahmungen der Seitenbogen als in den Zwischenmauern der Entlastungsräume offene Schlitze belassen worden, welche die freie Bewegung des Hauptbogens ermöglichen. Unter der Fahrbahn und den Gehwegen sind diese Schlitze mit zwei L-Eisen, die aufeinander zu schleifen vermögen, abgedeckt.

Die Arbeiten begannen am 11. April 1893. Die Betonbereitung für die Fundamente erfolgte von Hand, möglichst trocken und unter kräftiger Verwendung der Handstößel.

Für das Gewölbe und alle folgenden Betonarbeiten wurde die Mischtrommel verwendet. Dieselbe wurde auf einem Holzgerüst aufgestellt. Kies, Sand und Zement sind mit Rollwagen auf Rampen zu der Plattform des Gerüstes geführt worden. Die Entnahme des fertigen Betons erfolgte in die Schwebegefäße einer Luftbahn, mittels welcher der Beton an jede Stelle des Baues geführt werden konnte.

Die eisernen Gelenke an den Kämpfern wurden vom 15. bis 17. Juli vor dem Beginne des Wölbens versetzt; jedes der 0,5 m langen Gelenke wiegt an Flußeisen 385 kg, an Stahl 16 kg und kostete 115 Mark; die Gelenke sind in je 10 cm Abstand treppenförmig versetzt, wie dies dem englischen Fugenschnitte des schrägen Brückenbogengewölbes entspricht.

Das Lehrgerüst ist vor Beginn des Wölbens im Scheitel mit Kies und Eisenwerk im Gesamtgewichte von 25 t belastet worden. In Längen von 1 bis 1,5 m, der Bogenlinie nach gemessen, wurden nun winkelrecht auf die Bogenleibung Dielwände

auf Gewölbedicke aufgestellt, die nach dem englischen Fugenschnitte gerichtet und in drei Absätzen, der Breite der Brücke nach, abgetreppt waren. Diese, große Gewölbequaderformen vorstellenden Kästen wurden nun in Schichten von etwa 30 cm Höhe ausbetoniert und festgestampft. Die aus lose nebeneinander liegenden Hölzern von 10/10 cm Stärke bestehende Einschalung des Bogens ist vor dem Einbringen des Betons mit starkem Packpapier überzogen; dieses ist mit Leinöl bestrichen und hierauf sind kleine trapezförmige Leisten aufgenagelt worden, um der inneren Leibung eine Teilung nach der Richtung des englischen Fugenschnittes zu geben. Die Stirnen der Gewölbe mußten vollständig mit gehobelten Brettern eingeschalt werden, auf welche keilförmig verjüngte Hölzer aufgenagelt wurden, um die Abfassung und die Bosseneinteilung des Bogens zu erhalten; auch dieses Holzwerk wurde geölt.

Ehe der Beton an den Stirnen der Gewölbe eingebracht wurde, ist daselbst mit trockenem Zementmörtel im Verhältnis 1 Farbzement zu 2 feinem Sand auf etwa 10 cm Dicke die Stirn des Gewölbes vorgesetzt und auf das sorgfältigste festgeklopft und festgestoßen worden. Der feuchter als gewöhnlich gehaltene Gewölbebeton hat sich mit der ihm vorausgehenden Stirnverkleidung in tadelloser Weise verbunden. Übrigens wurde nie unterlassen, Betonflächen, welche schon getrocknet erschienen, beim Ansetzen weiteren Betons zuvor mit dünnflüssigem Zementmörtel zu bewerfen, um eine innige Verbindung aller Teile des Gewölbes zu bewirken. Es wurde abwechslungsweise, je auf der einen und der anderen Seite des Bogens, vom Kämpfer her gegen die Mitte betoniert. Ein Betonklotz blieb drei Stunden in Ruhe, ehe die Schalung abgenommen und gegen den Scheitel vorgerückt wurde.

Als die Wölbung je etwa auf 8 m des Gewölbes von beiden Kämpfern aus vorgeschritten war, wurden zwei künstliche Widerlager auf 16 m von den Kämpfern ab hergestellt, und ist von hier aus gegen den Scheitel betoniert worden — daselbst blieben 2 m frei —, ehe der übrige Teil des Gewölbes betoniert wurde.

Zufolge einer ungenügenden Unterstützung der Enden des Lehrgerüstes hatten sich die Enden des Brückenbogens während des Wölbens gegenüber den Widerlagern um 6,5 bis 14 mm gesenkt und die Stahlgelenke sind demgemäß teils lose, teils exzentrisch geworden; es mußte deshalb der Beton zu beiden Seiten der Gelenke ausgespitzt und die letzteren genau versetzt und in ihrer Lage gesichert werden; dies ist mit sehr einfachen Mitteln dadurch geschehen, daß die beiden, ein Gelenk zwischen sich tragenden eisernen Kästen unverrückbar zusammengeschraubt und an feste Punkte der daneben befindlichen Betonmauer aufgehängt wurden. Die Scheitelgelenke wurden gleichfalls zusammengeschraubt, auf mit Eisen beschlagene Hölzer der Schalung aufgestellt und mit eisernen Keilen genau in die richtige Lage gebracht. So gelang es, die Gelenke völlig genau zusammenzupassen und sie auch in dieser Lage zu erhalten.

Vom 4. bis 7. August wurden die Kämpfer und Scheitelgelenke zu beiden Seiten sorgfältig einbetoniert; das Gewölbe war sonach in 19 Tagen geschlossen.

Nach Schluß des Gewölbes hat man die Verschraubung der beiden Hälften eines Gelenkes beseitigt.

Zehn Tage nach dem Gewölbeschluß wurde das Gewölbe im Scheitel um 30 mm gesenkt, um dessen Auftreiben durch etwaiges Aufquellen des Lehrgerüstes zu verhüten; das letztere wurde übrigens während des Wölbens durch Anspritzen gleichmäßig feucht erhalten.

28 Tage nach dem Gewölbeschluß wurde der Bogen ausgeschalt; das Lösen der Keile war jedoch recht zeitraubend und schwierig, Schraubenstützen wären entschieden besser gewesen. Mit dem Aufführen der Stirnmauern der Mauern zwischen

den Entlastungsräumen ist schon nach dem ersten Senken des Scheitels begonnen worden.

Die Bewegungen des Scheitels der Brücke sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Tag		Lufttemperatur 8 Uhr morgens ° C.	Gesamtscheitelsenkung flußauf mm	Gesamtscheitelsenkung flußab mm	Senkung auf 10° C. Lufttemperatur berichtigt flußauf mm	Senkung auf 10° C. Lufttemperatur berichtigt flußab mm
7. August 1893	Gewölbeschluß	15	—	—	—	—
17. „ „	vor dem ersten Ablassen	10	**23**	**7**	**23**	**7**
22. „ „	nach „ „ „	12	43	40	45	42
4. Septbr. „	vor dem zweiten Ablassen	8	45	34	43	32
4. „ „	nach dem völligen Ausschalen	16	75	72	82	79
19. „ „	. . . .	12	93	82	95	84
25. „ „	. . . .	8	105	96	103	94
26. „ „	. . . .	10	107	96	107	96
12. Oktbr. „	. . . .	12	115	107	117	109
13. „ „	. . . .	11	121	114	122	115
26. „ „	. . . .	10	127	122	127	122
1. Novbr. „	. . . .	4	131	130	124	123
13. „ „	. . . .	1	139	134	129	124
18. Januar 1894	. . . .	—3	147	144	133	130

Der Ausdehnungskoeffizient für Beton wurde hierbei zu 0,0000088 für 1° C. angenommen, was einer Scheitelbewegung um 1,1 mm für 1° C. entspricht.

An dem linkseitigen Widerlager wurden Horizontalbewegungen nach dem Ausschalen von 2 bis 6,5 mm, Vertikalsenkungen von 3,5 bis 4 mm gemessen, am rechtseitigen Widerlager dagegen sind Horizontalverschiebungen bis 3,6 mm und Senkungen bis 2 mm beobachtet worden.

Die eisernen Gelenke wurden schon am 26. Oktober 1893 mit Zementmörtel in der Mischung 1 Zement zu 2 Sand auf das sorgfältigste ausgefüllt, weil der Fortgang der Arbeiten die spätere Füllung nicht mehr möglich gemacht hätte, und weil die Beobachtung der Scheitelbewegungen gezeigt hatte, daß der Bogen zur Ruhe gekommen war. Die Umhüllung der Gelenkekonstruktion mit Zementmörtel soll nur Gewähr dafür geben, daß die Gelenke unversehrt erhalten bleiben und im Laufe der Jahre nicht durch Rost zu Schaden kommen. Bei sorgfältiger Aufsicht und Überwachung könnten die Gelenke recht wohl auch freibleiben; es würde dies das ungehinderte Spiel des Bogens, insbesondere bei wechselnder Temperatur, das bei 50° C. Wechsel eine Bewegung des Scheitels von etwa 55 mm zur Folge hat, ermöglichen, ohne daß Nebenspannungen in dem Gewölbe auftreten. An der Druckverteilung im Gewölbe wird die Füllung und Umhüllung der Gelenke mit Zementmörtel nichts ändern, denn an der zuvor schon vorhandenen Übertragung des Druckes auf die Gelenke wird die lose eingebrachte Mörtelfüllung nicht nachträglich teilnehmen.

Die Gesamtsenkung des Gewölbescheitels hat nach Abzug der durch das Zusammendrücken des Lehrgerüstes während des Wölbens entstandenen Senkung von 23 bezw. 7 mm 110 bezw. 123 mm, im Mittel sonach 116 mm betragen; die Lehrbogen wurden um 120 mm im Scheitel überhöht, was genügend war.

Die zu erwartende Senkung des Scheitels wurde in folgender Weise vorausberechnet:

Das linke Widerlager kann sich in der Pfahlgründnng bei der mittleren Belastung eines Pfahles mit 34,8 t, einer spezifischen Inanspruchnahme der Pfähle von 70 kg für 1 cm² entsprechend, bei 4 m Pfahllänge um 2,8 mm senken, wenn der Elastizitätsmodul für Tannenholz zu 100 000 kg/cm² angenommen wird.

Das auf den Pfählen sitzende Betonfundament ist in der Richtung der Drucklinie mit 34 bis 2 kg für 1 cm², verglichen mit 18 kg für 1 cm², auf 6 m mittlere Länge beansprucht. Die Zusammendrückung für Mauerwerkskörper beträgt hierbei $\frac{585}{1\,000\,000}$ der Länge oder 3,5 mm; dies ergibt ein Ausweichen des linken Kämpfers um 1,6 mm, eine senkrechte Senkung desselben um 1,1 mm. Das rechte Widerlager ist mit 34,9 bis 14,5 kg für 1 cm² gepreßt, verglichen sonach mit 24,7 kg für 1 cm²; dem entspricht eine Zusammendrückung der Mauerwerkskörper von $\frac{691}{1\,000\,000}$ oder 2,4 mm; das rechte Widerlager weicht daher um 1,1 mm seitlich aus und senkt sich um 2 mm.

Der Bogen ist verglichen mit 35 kg für 1 cm² gedrückt, dem entspricht bei 25,6 m Bogenlänge eine Zusammendrückung von $\frac{910}{1\,000\,000}$ oder von 22 mm; wird dieser Verkürzung des Bogens die Vermehrung der Spannweite durch Ausweichen der Kämpfer um 2,7 mm hinzugeschlagen, so beträgt die Scheitelsenkung aus den genannten Ursachen $5 \times (22 + 2,7)$ oder 143,5 mm; die verglichene Senkung beider Kämpfer erreichte 2,5 mm, daher die Gesamtsenkung des Scheitels 146 mm. Dies stimmt genügend genau mit dem tatsächlichen Vorgange.



Abb. 17. Donaubrücke bei Munderkingen.

Würden in die Rechnung diejenigen Zahlen über Zusammendrückung des Betons eingeführt, welche Bauschinger gefunden hat, so käme man zu weit geringeren Senkungen, als vorstehend berechnet.

Nach siebenmonatlicher Bauzeit konnte die Brücke am 16. November 1893 dem Verkehr übergeben werden; sie hat sich seither tadellos gehalten.

Der Kostenaufwand für die Brücke unter Ausschluß der Zufahrten hat zusammen 71 000 Mark betragen. Es kostet sonach 1 m² Verkehrsfläche bei 50 m sichtbarer Spannweite und 8 m Breite zwischen den Geländern 177 Mark. Wird jedoch der Berechnung die mittlere Stützweite zwischen der Fundamentmitte von 59 m zugrunde gelegt, so betragen die Brückenbaukosten für 1 m² Verkehrsfläche 150 Mark. Die Abb. 17 gibt ein Lichtbild der fertigen Brücke.

Abweichend von der eben beschriebenen Ausführung, aber nicht minder großartig ist die Ausführung der Donaubrücke in Inzigkofen.[1])

Die hauptsächlichsten und wichtigsten Einzelheiten mögen hier angeführt werden. Der Brückenbogen hat eine lichte Spannweite von 43 m zwischen den

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1896, auch als Sonderdruck. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Gelenkbolzen und 4,38 m Pfeil. Die Brückenbahn zwischen den Geländern hat eine Breite von 3,8 m; hiervon entfallen auf die Straßenfahrbahn 2,50 m, auf die beiderseitigen Fußwege je 65 cm. Die Breite des tragenden Gewölbestreifens beträgt am Scheitel 3,45 m, am Kämpfer 4,45 m. Die Fahrbahntafel wird durch kleine Pfeiler, welche frei auf dem Gewölbe aufstehen, unterstützt; diese Pfeiler sind in der Längsrichtung durch kleine Bogen verbunden. Bemerkenswert ist die Anordnung, daß die Endfelder der Fahrbahntafel auf den Widerlagspfeilern mit Rollenlagern aufruhen, und der letzte Sparbogen mit Eisenbahnschienen armiert ist. Um das Spiel der freien Gelenke nicht zu beeinträchtigen, ist die Fahrbahntafel über dem Scheitelgelenk durch Zores-Eisen gebildet, welche ihr Auflager auf den beiden Gewölbeschenkeln haben. Dem Brückenentwurf bezw. der Berechnung wurde die Belastung durch eine Dampfstraßenwalze von 15 t, sowie Menschengedränge daneben angenommen, nach den Regeln für den Dreigelenkbogen wurden die Lastscheiden ermittelt und für die sich hieraus ergebende Lage der Belastung die größten Pressungen gefunden. Die Gewölbestärke beträgt am Scheitelgelenk 70 cm, in der Mitte der Gewölbeschenkel 110 cm und am Kämpfergelenk 78 cm. Der Querschnitt der Berührungsflächen beträgt am Scheitel 60 cm, am Kämpfer 68 cm, und es sind mit Rücksicht darauf, daß zwischen den einzelnen Gelenken Zwischenräume von 8 cm gelassen wurden und hierdurch Pressungen

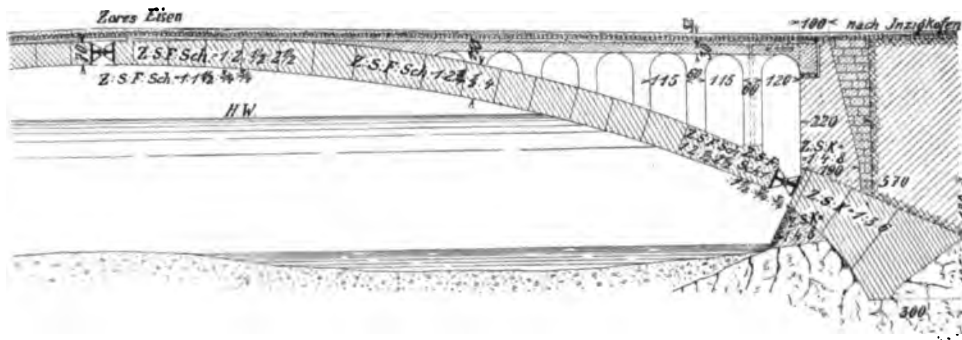


Abb. 18. Längenschnitt der Brücke bei Inzigkofen.

bis zu 42,5 kg/cm² auftraten, die Mischungsverhältnisse für die Anschlußteile an die Gelenke fetter gewählt worden als sonst, wie dies übrigens auch aus der Abb. 18 zu ersehen ist. Die größte Druckbeanspruchung in den Gewölbeschenkeln beträgt 36,5 kg/cm² (bei 110 cm Stärke). Die Pressungen in der Sohle des Widerlagers sind rechts (Fels) 7,5 kg/cm², links 3,6 kg/cm². Die Gelenke, welche in der Abb. 7 zu sehen sind, bestehen aus gußeisernen Stühlen und Stahlbolzen. Die letzteren erfahren am Gewölbescheitel eine größte Inanspruchnahme von 225 kg/cm², am Kämpfer eine solche von 212 bis 283 kg/cm². In den gußeisernen Stühlen treten Biegungsspannungen am Scheitel von 124 kg/cm², am Kämpfer von 95 bis 127 kg/cm² auf. Einen Längenschnitt dieser Brücke zeigt die Abb. 18. In den bereits früher erwähnten Mitteilungen sind die Ausführungsarbeiten und die dabei besonders zu beachtenden Vorkehrungen genau beschrieben und soll im nachstehenden nur der die Absenkung betreffende Abschnitt hier Raum finden.

Das Lehrgerüst wurde sofort nach Fertigstellung der Fahrbahn, fünf Wochen nach Gewölbeschluß abgesenkt. Um dabei die Bewegungen des Scheitels und der Widerlager genau beachten zu können, waren Zeigerwerke mit den Kämpfer- und Scheitelgelenken an beiden Schauseiten verbunden. Die Zeiger von 1,10 m Länge

waren der leichteren Beweglichkeit wegen aus Aluminium gefertigt. Die Zeigeranordnungen, mit zehnfacher Übersetzung arbeitend, ermöglichten die senkrechte und wagerechte Bewegung der Widerlager und die Senkung des Scheitels auf $^1/_{10}$ mm genau zu beobachten Die Absenkung der Sandtöpfe nächst den Widerlagern um 1 cm verursachte die Hebung des Scheitels um 2,5 mm; nach Absenkung aller Töpfe um 1 cm zeigte sich eine Scheitelsenkung von 5 mm und eine Loslösung des Gewölbes auf eine große Strecke von den Widerlagern her. Bei der Absenkung aller Töpfe um ein weiteres Zentimeter wurde das Gewölbe überall frei, und es zeigte sich eine weitere Einsenkung des Scheitels flußaufwärts um 2,5 mm, flußabwärts um 2,7 mm.

Die Zeiger an dem auf Felsen gegründeten Widerlager ließen keine Spur einer Bewegung erkennen, ebensowenig die Zeiger an dem auf Kies gegründeten Widerlager eine Bewegung in senkrechter Richtung. Dagegen war dieses Widerlager flußaufwärts um 0,3 mm vor-, flußabwärts um 0,3 mm zurückgerückt. Die Absenkung erforderte nur 25 Minuten Zeit. Das Ergebnis der Absenkung ist ein überraschend günstiges und das umsomehr, als der Gewölbeschluß bei der außerordentlich hohen Temperatur von 50° C. erfolgt war, während die Absenkung bei nur 7° C. geschah. Schon bei Aufbringung der Belastung des Lehrgerüstes im Scheitel war ein einfacher Apparat zur Beobachtung der Scheitelsenkung angebracht worden. Diese Belastung erzeugte eine Scheitelsenkung von 12 mm, welche während des Wölbens bis 35 mm wuchs. Während der ersten acht Tage nach dem Gewölbeschluß trat eine weitere Senkung um 11 mm ein; von da ab blieb der Scheitel trotz der Aufmauerung der Bogenzwickel und Aufbringung der Fahrbahntafel stehen bis zum Moment der Absenkung des Lehrgerüstes. Seit dem Ablassen des Lehrgerüstes machte die Scheitelsenkung allerdings in stets zunehmendem Verhältnis bis zum 8. Januar weitere Fortschritte, wie aus der Tabelle ersichtlich ist.

Nr.	Tag	Mittlere Tagestemperatur °C.	Scheitelsenkung fluß- aufwärts mm	Scheitelsenkung fluß- abwärts mm	Bemerkungen
1	15. Aug. 1895 Vollendung des Lehrgerüstes	15	—	—	Nr. 1 bis 5 durch Abstiche an der Scheitellatte beobachtet.
2	29. „ „ Beginn des Wölbens . . .	17	12,0	9,0	
3	7. Sept. 1895 Gewölbeschluß	20	35,0	34,0	
4	12. „ „	15	49,0	43,0	Während dieser Zeit trat keine weitere Senkung ein.
5	12. Okt. „ vor dem Ablassen	6	49,0	43,0	
6	12. „ „ nach dem Ablassen	6	56,5	50,7	Nr. 6 bis 10 mittels des Zeigerwerks beobachtet.
7	18. „ „	3	60,5	55,2	
8	24. „ „	6	65,6	60,0	
9	31. „ „	0	69,0	62,5	
10	4. Nov. „	6	70,0	63,0	
11	8. „ „	12	71,0	65,0	
12	15. „ „	6	74,0	70,0	12. Nov. Brücke vollendet.
13	29. „ „	—1	80,0	76,0	Nr. 11 bis 15 durch Nivellement beobachtet.
14	8. Januar 1896.	—3	83,0	80,0	Seit 8. Januar keine Senkung mehr.
15	10. Februar 1896	+2	83,0	80,0	

Die Gesamtsenkung seit Gewölbeschluß beträgt sonach 47 mm oder, auf 20° C. umgerechnet, nur 32 mm. Dieser Senkung $s = 32$ entspricht eine Zusammendrückung c des Bogens, da $s = \frac{cl}{4f}$, $c = 13{,}3$ mm $= 310$ Millionstel. — Die Berechnung der beobachteten Senkung auf eine bestimmte Temperatur ist bei häufig wechselnden Temperaturen mit Sicherheit nicht durchzuführen, da das Gewölbe den wechselnden Temperaturen sehr langsam folgt. Acht Wochen nach Gewölbeschluß, am 1. November, wurde eine Probebelastung vorgenommen. Zuerst befuhr die leere Straßenpferdewalze mit 70 Zentner Gewicht die Brücke. Eine Bewegung der Widerlager war nicht festzustellen, dagegen zeigte der Scheitel, solange die Walze im ersten Drittel des Gewölbes von dem Kämpfer her sich bewegte, eine Hebung um 0,1 mm, welche beim Überfahren der Bruchfuge verschwand, um einer Senkung des Scheitels um 0,6 mm beim Übergang der Walze über den Scheitel Platz zu machen. Es verblieb eine dauernde Senkung von rund 0,1 mm. Ebenso zeigte sich beim Überfahren der mit Wasser gefüllten, 130 Zentner schweren Walze erst eine Hebung des Scheitels um 0,1 mm, dann eine Senkung desselben beim Übergang über den Scheitel um 0,1 mm. Der Versuch wurde wiederholt mit übereinstimmenden Ergebnissen. Sodann wurde von den Widerlagern her gegen den Scheitel gleichmäßig eine Belastung von 300 kg für 1 m² über die ganze Breite der Brücke durch Auffahren von Kies aufgebracht, hierbei ergab sich eine Senkung von 0,6 mm im Scheitel. Die Last wurde von einem Widerlager beginnend über die Brücke fortschreitend entfernt, so daß tatsächlich die der Berechnung zugrunde gelegte Belastungsart nach Belastungsscheiden auftrat. Die Last mußte eines Feiertages wegen 36 Stunden auf der Brücke liegen bleiben, während welcher Zeit Temperaturveränderungen eintraten und die stetige Senkung der Brücke Fortschritte machte, so daß nach Entfernung der Last das Maß der dauernden Senkung nicht genau bestimmt werden konnte. Da aber binnen vier Tagen vor und nach der Belastungsprobe im ganzen nur eine Senkung um 1,6 mm sich zeigte, so ist jedenfalls die Wirkung der Belastung eine verschwindend kleine gewesen.

Baukosten der Brücke.

Die Aufwendungen für die Brücke ohne deren Zufahrten betragen für:

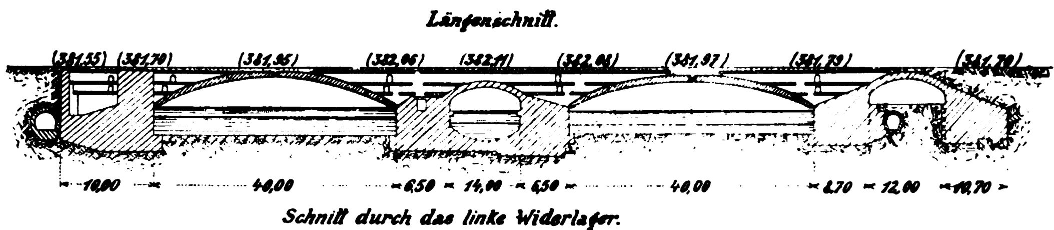
Gründungsarbeiten	7 700 Mark	
Lehrgerüst	3 200 „	
Betonierung des Aufbaues .	10 700 „	
Eisen- und Asphaltarbeiten .	5 000 „	
zusammen sächliche Kosten . . .		26 600 Mark
hierzu Bauleitung und Insgemein .		1 450 „
Entwurf und Grunduntersuchung .		1 150 „
Gesamtaufwand . . .		29 200 Mark.

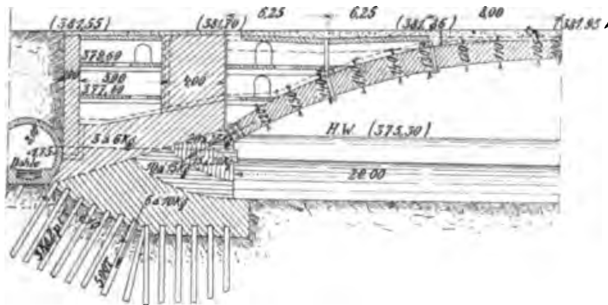
Auf 1 m² Fahrbahn und Gehwege entfallen sonach bei 44 m Weite zwischen den Ortpfeilern und 3,8 m Breite zwischen den Geländern 175 Mark Gesamtaufwand, 159 Mark sächlicher Bauaufwand.

Brücke de la Coulouvrenière über die Rhône in Genf, erbaut 1895. Für diese äußerst interessante Ausführung,[1]) welche an Stelle einer nicht genug tragfähigen eisernen Jochbrücke aufgeführt wurde, lagen verschiedene im Wege eines Wettbewerbes erhaltene Entwürfe vor; schließlich entschied man sich für die Ausführung in Stampfbeton, und zwar aus Gründen, die wir heute als hinfällig erkennen.

[1]) Génie civil 1896, S. 129.

Man begründete die Abweisung der eingereichten Entwürfe in Eisenbeton damit, daß die Theorie noch neu bezw. ungelöst sei und daß es gewagt wäre, über eine derartige kombinierte Konstruktion ein sicheres Urteil abzugeben. Als besonderer Einwand wurde vorgebracht, daß, wenn auch die Adhäsion des Betons am Eisen sicher sei, der Beton doch keine beträchtliche Zugbeanspruchungen auszuhalten in der Lage sei, und insbesondere den bei 800 kg/cm² Zugbeanspruchung des Eisens auf 0,5 mm für 1 m wachsenden Längenänderungen des Eisens nicht zu folgen vermöge. Ein Einwurf, der seither durch die zahlreichen praktischen Ausführungen und die theoretischen Untersuchungen Considères in glänzender Weise widerlegt wurde.





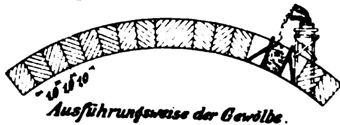


Abb. 19. Längsschnitt der Rhône-Brücke de la Coulouvrenière.

Auch sprach man Zweifel darüber aus, daß, obwohl bisher keine nachteiligen Erscheinungen im Verhalten von Eisenbetonobjekten zu verzeichnen wären, dies auch in Zukunft so sein würde.

Auf Grund der abgegebenen Gutachten wurde beschlossen, den Bau nach dem Entwurf von M. Bois, ähnlich wie die Brücke in Munderkingen auszuführen, und wurden im Scheitel und an den Kämpfern der großen Stampfbetongewölbe Stahlgelenke angeordnet, während bei den kleineren Bogen Bleistreifen in die Gelenkfugen eingelegt wurden.

Die Brücke hat vier Öffnungen und zwar haben die beiden Hauptöffnungen je 40 m Lichtweite und 5,55 m Pfeil. Die Mittelöffnung hat eine Lichtweite von 14 m, und am rechten Ufer befindet sich unter der Zufahrtsrampe anschließend an das Widerlager des 40 m weiten Bogens eine 12 m weite gewölbte Durchfahrt. Die Brücke hat 20 m Breite. Die Fundamente der rechtseitigen Uferpfeiler und des Landpfeilers, sowie die der beiden Mittelpfeiler wurden direkt auf den Kiesboden gesetzt, während das Fundament des linken Widerlagers auf eingerammte Pfähle aufgesetzt wurde.

Die Stahlgelenke der beiden großen Gewölbe sind ähnlich den Gelenken der Munderkingenbrücke hergestellt, eine über den Kämpfern angeordnete Trennungsfuge ermöglicht die freie Beweglichkeit der Bogen. Die Scheitelstärke beträgt 1 m, die Stärke im Schenkel 1,40 m, am Kämpfer 1,20 m, wie dies aus der Abb. 19 zu ersehen ist.

Ganz gleichwertig bezüglich der Konstruktion mit der Brücke in Inzigkofen wurde die Brücke über die Doller bei Burzweiler hergestellt. Der Abstand

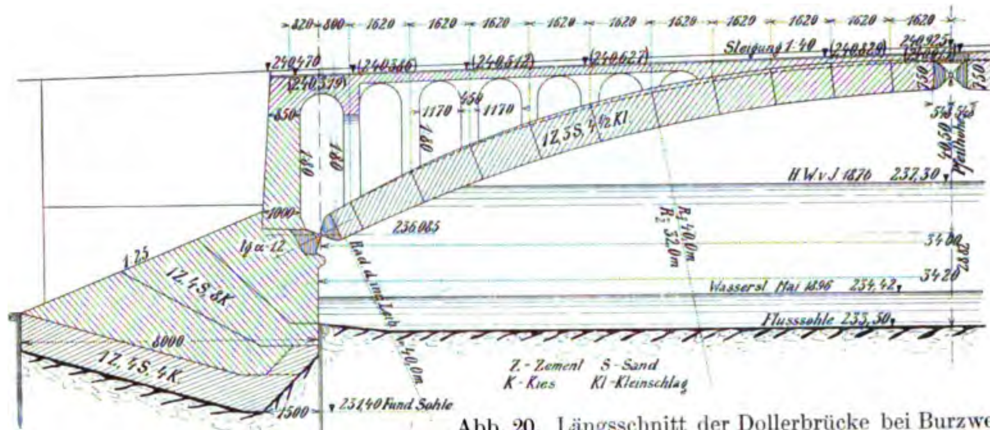


Abb. 20. Längsschnitt der Dollerbrücke bei Burzweiler.



Abb. 22. Dollerbrücke bei Burzweiler.

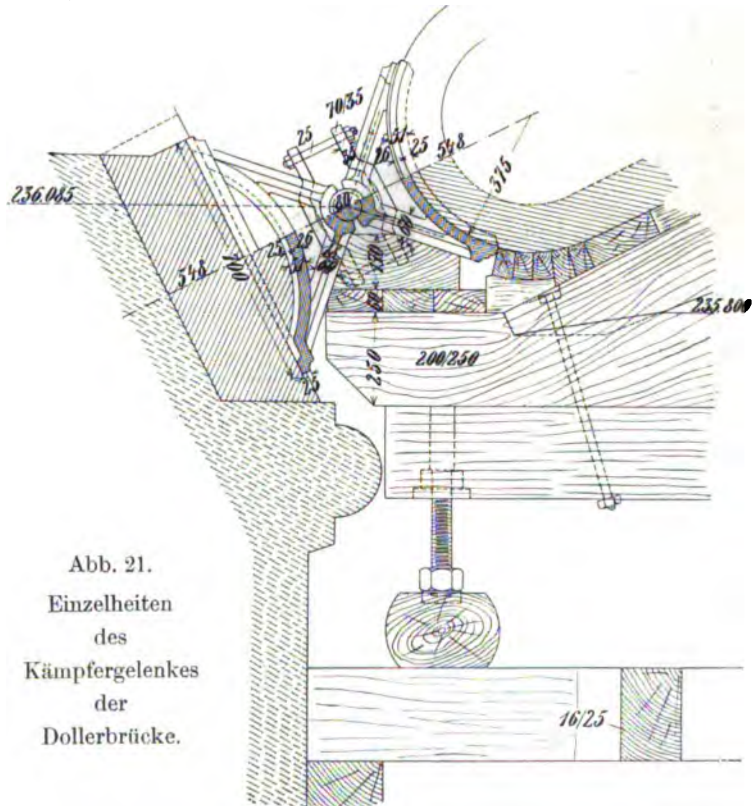


Abb. 21. Einzelheiten des Kämpfergelenkes der Dollerbrücke.

der Mittelpunkte der Kämpfergelenkbolzen beträgt 34 m, die Pfeilhöhe, d. i. der senkrechte Abstand der Mittelpunkte der Kämpfergelenkbolzen vom Mittelpunkte des Scheitelgelenkbolzens beträgt 4,05 m. Der Scheitel hat eine Stärke von 75 cm, der Kämpfer ebenfalls 75 cm, während die größte Stärke der Gewölbeschenkel 105 cm beträgt, wie dies aus dem Längenschnitt der Abb. 20 zu ersehen ist. Die Gußeisengelenke sind in der Form etwas abweichend von jenen der Inzigkofener Brücke. In der Ab-

bildung 21 ist die Befestigungsart der Gelenkteile untereinander und mit der Schalung zur Darstellung gebracht. Ein Lichtbild der fertigen Brücke gibt die Abb. 22.

Sehr interessante weitere Stampfbetonbogenbrücken sind die Illerbrücken bei Kempten im Algäu[1]) und hat H. Colberg hierüber hübsche Einzelheiten veröffentlicht. Bei Gelegenheit des Umbaues des Bahnhofes Kempten ergab sich die Notwendigkeit, drei neue massive Betonbrücken zu erbauen. Alle Brücken tragen zwei

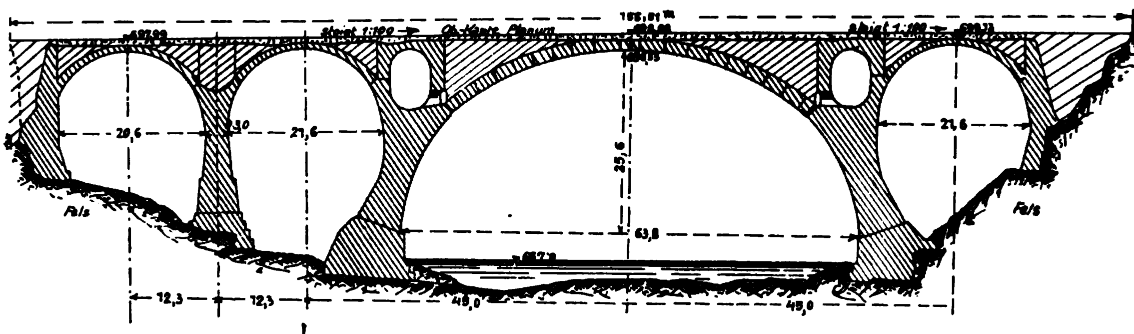


Abb. 23. Schematischer Längenschnitt der Illerbrücke.

Gleise. Von diesen drei Brücken stehen zwei mit nur 10 cm Zwischenraum auf einem gemeinsamen Fundament vereinigt, während die dritte Brücke etwa 60 m oberhalb unter einem spitzen Winkel zur Doppelbrücke und nur rund 1,82 m höher als diese liegt. Die Abmessungen der beiden Brücken sind dieselben. Es sind im ganzen bei jedem Brückensystem vier Gewölbe vorhanden, und zwar ein Hauptbogen von 64,5 m Spannweite und drei kleine Bogen von je 21,5 m Spannweite. Die Fahrbahn liegt bei beiden Brücken im Gefälle von 10 vT. Bei der Doppelbrücke, welche also viergleisig ist, wurde deshalb eine 10 cm breite Fuge gelassen, um bei der großen Breitenausdehnung des Bogens bei einseitiger Belastung Nebenspannungen möglichst zu vermeiden. Da alle drei Brücken gleiche Spannweiten haben, wurde auch das Untergerüst des Lehrgerüstes aus Eisen ausgeführt, wie dies bereits im II. Bande Seite 224 beschrieben wurde. Das Konstruktionsprinzip des Hauptgewölbes ist das eines Dreigelenkbogens mit Stahlgelenken im Scheitel und an den Kämpfern. Der eigentliche Dreigelenkbogen spannt sich aber nur auf rund 50 m,

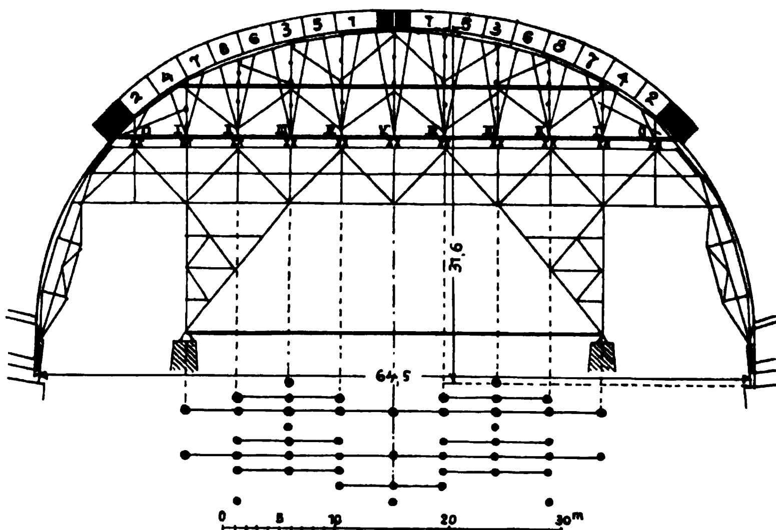


Abb. 24. Betonierungsschema der Illerbrücke.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1906, 21. April, 28. April u. 12. Mai.

während der Rest der Spannweite durch die Auskragung der Widerlagspfeiler erreicht wird, wie dies die Abb. 23 zeigt. Die größten auftretenden Pressungen waren am Hauptbogen 35 kg/cm², in den Nebenbogen 26 kg/cm², in den Pfeilern oben 26 kg/cm², am Sockel 19 kg/cm², die größten Bodendrücke 8,15 kg/cm² auf den harten Mergel des Untergrundes. Die Massen, welche bei diesen Brücken zur Verwendung kamen, waren außerordentlich große. Allein für den Fundamentbeton in Mischung 1 : 5 : 9 handelte es sich um rund 4500 m³, bei den Widerlagern und Pfeilern in Mischung 1 : 4 : 8 um rund 6000 m³, bei den Hauptwiderlagern in 1 : 3 : 6 um rund 5000 m³, bei den Gewölben der Überbogen in 1 : 3 : 6 um rund 1600 m³, beim Hauptbogen in 1 : 2,5 : 5 um rund 2500 m³, bei den Stirnabschlußwänden, Füllbeton und Pfeilern um rund 2000 m³ und bei der Schlackenbetonhinterfüllung um rund 2200 m³. Das ergibt im ganzen eine Menge von rund 24 000 m³ Beton. Bei der Betonierung des Bogens mußte sehr vorsichtig zu Werke gegangen werden. Von einer künstlichen Belastung des Lehrgerüstes, wie sie ja in vielen Fällen leicht ausführbar und empfehlenswert ist, mußte bei der großen Menge des erforderlichen Ballastes abgesehen werden. Man hat sich dann in folgender Weise geholfen: Man ist von der Annahme ausgegangen, daß die Teile, die in erster Linie eine Formänderung erfahren, die Mitte des Trägers und die auskragenden Enden des Stützgerüstes sein werden. Man hat infolgedessen, wie die Abb. 24 zeigt, erst den Scheitel belastet, dann um eine Aufwärtsbewegung der Kämpferstützen bei Durchbiegung der Trägermitte wieder wett zu machen, den Kämpfer, alsdann über Punkt 3 in der Mitte, und so fort, die Lamellen 4, 5, 6, 7 und 8 und zwar jede als eine Tagesleistung, d. h. gemeinschaftlich mit der zu gleicher Zeit aufgestampften entsprechenden Lamelle des gegenüberliegenden Bogenschenkels. Dieses Verfahren hat sich als außerordentlich gut erwiesen, denn Risse sind nicht aufgetreten. Der Hauptbogen besitzt im Scheitel und in den Kämpfern Stahlgelenke, wie sie aus der Abb. 25 zu ersehen sind. Der Stahlguß sollte eine Bruchfestigkeit gegen Zug und Druck von 5000 bis 5500 kg/cm² bei einem Elastizitätsmodul von 2,200 000 haben. Die Berührungsflächen der Stahlgelenke waren auf 1 cm Tiefe zu härten; die Breite des Berührungsstreifens beträgt rechnungsgemäß 4,72 cm bei Vollast und der Höchstdruck alsdann 1625 kg/cm². Die Anlageflächen am Beton werden im Höchstfall mit 66 kg/cm² gedrückt. Die Nebenbögen erhielten Betonquadergelenke, wie sie die Abb. 26 zeigt. Bemerkenswert sind insbesondere die

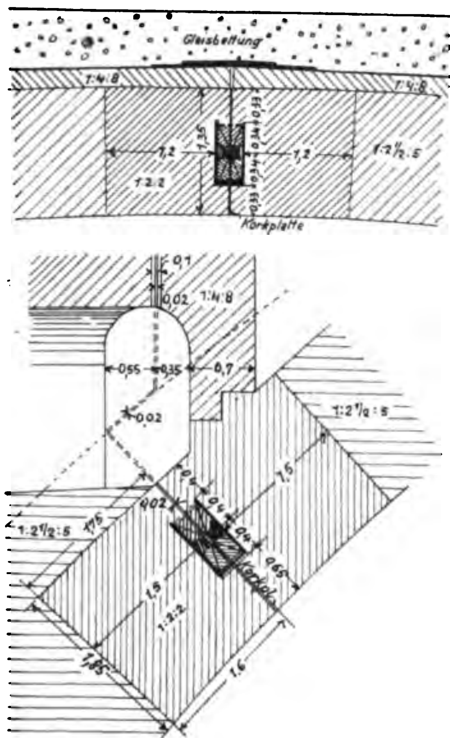


Abb. 25. Gelenke des Hauptbogens der Illerbrücke.

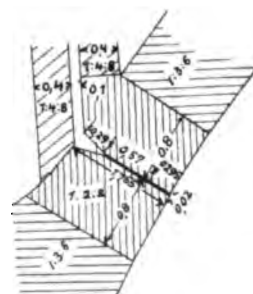


Abb. 26. Kämpfergelenk des Nebenbogens der Illerbrücke.

Ausführungen über die Beanspruchung in den Gelenkquadern. Die Untersuchungen des Geh. Rates H. Krüger mit Gelenksteinen ergaben sehr wertvolle Aufschlüsse über die zwischen den Druckkräften und den Zugspannungen bestehenden Beziehungen, und die Größe der Zugspannung rechtwinklig zur Druckrichtung wurde mit $Z = 0{,}28\,D$ ermittelt. Die Messungen wurden mit einem Martensschen Spiegelapparat vorgenommen, der eine Genauigkeit von $^1/_{5000}$ mm besaß. Auf Grund dieser Untersuchungen ergab es sich als zweckmäßig, die Länge des Gelenksteins in der Druckrichtung ebenso groß wie die Gewölbestärke zu wählen. In der Abb. 27 ist die Verkürzung der Gelenksteine in der Richtung des Druckes, in der Abb. 28 die Streckung der Gelenksteine senkrecht zur Richtung des Druckes, beide während der Inanspruchnahme unter der Presse zu sehen.

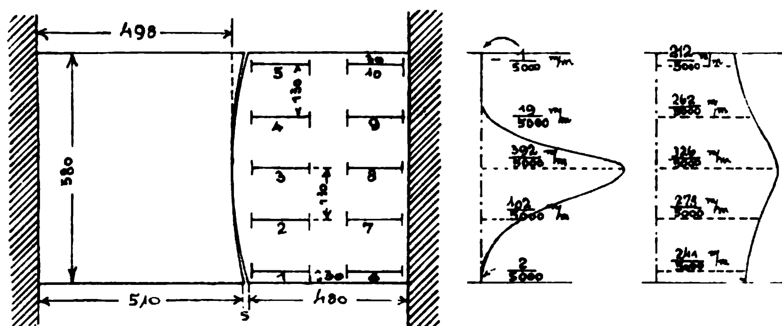


Abb. 27. Verkürzung der Gelenksteine in der Richtung des Druckes.

Zwischen den Berührungsflächen der Gelenksteine der Nebenbogen wurden 8 mm starke Weichbleiplatten eingelegt. Diese Bleiplatten besaßen im Scheitelgelenk eine Breite von 20 cm bei einer Stärke des Scheitelgelenksteins von 70 cm, in den Kämpfergelenken eine Breite von 57 cm bei 155 cm Gelenksteinstärke. Um bei den Stahlgelenken der Hauptbogen Verschiebungen der beiden Gelenkhälften gegeneinander, wie sie beim Versetzen leicht unterlaufen, zu verhindern, wurden diese Teile vor dem Versetzen genau aufeinander gepaßt und mit je vier 16 mm starken Eisenbolzen miteinander verschraubt. Diese zusammengeschraubten Gelenke wurden alsdann einbetoniert, wobei jedoch beiderseits der Walzflächen zur Erzielung des nötigen Spieles der Gelenke Korkplatten von 1 cm Stärke, zwischen Zinkblechen von $^1/_4$ mm Stärke gefaßt, eingelegt wurden. Vor dem Einbringen des letzten Betons zwischen Korkplatte und Stahlteil wurden die vorgenannten Eisenbolzen durchgesägt. Von Interesse dürfte es auch sein, etwas über die Ausrüstung dieses großen Betonbogens zu erwähnen, wie es Herr Regierungsbaumeister a. D. Colberg veröffentlicht hat. Colberg steht auf dem Standpunkt, daß ein Dreigelenkbogen hierbei durchaus anders behandelt werden muß als ein eingespannter Bogen. Während es bei letzterem in den meisten Fällen richtig sein wird, im Scheitel zuerst nur ein Geringes abzulassen und allmählich beiderseits nach den Kämpfern zu die benachbarten Auflagerungspunkte mit abzulassen, um so vom Scheitel nach den Kämpfern zu in stetig zunehmenden Spannungen den Bogen unter Druck zu setzen,

Abb. 28. Streckung der Gelenksteine senkrecht zur Richtung des Druckes.

wird beim Dreigelenkbogen dieses Verfahren zu verwerfen sein, da der Scheitel vermöge seiner Drehfähigkeit die Abwärtsbewegung sofort mitzumachen bestrebt sein wird und hierbei die benachbarten Bogenteile im Obergurt in Zugspannungen setzt. Faßt man demgegenüber den Dreigelenkbogen als das, was er eigentlich ist, als ein System zweier Gewölbe auf, so ergibt sich das hier einzuschlagende Verfahren nach dem Vorhergesagten von selbst, nämlich, daß der Dreigelenkbogen, in der Mitte seiner beiden Schenkel beginnend, abgelassen werden muß, und daß hierauf allmählich die benachbarten Punkte beider Schenkelmitten nach dem Scheitel und nach den Kämpfern zu mitgenommen werden müssen. In der Abb. 24 ist unten ein Punktsystem eingezeichnet, dessen Bedeutung aus dem eben Gesagten erhellt. Die durch eine wagerechte Gerade verbundenen Punkte sind jeweils um dasselbe Maß ab-

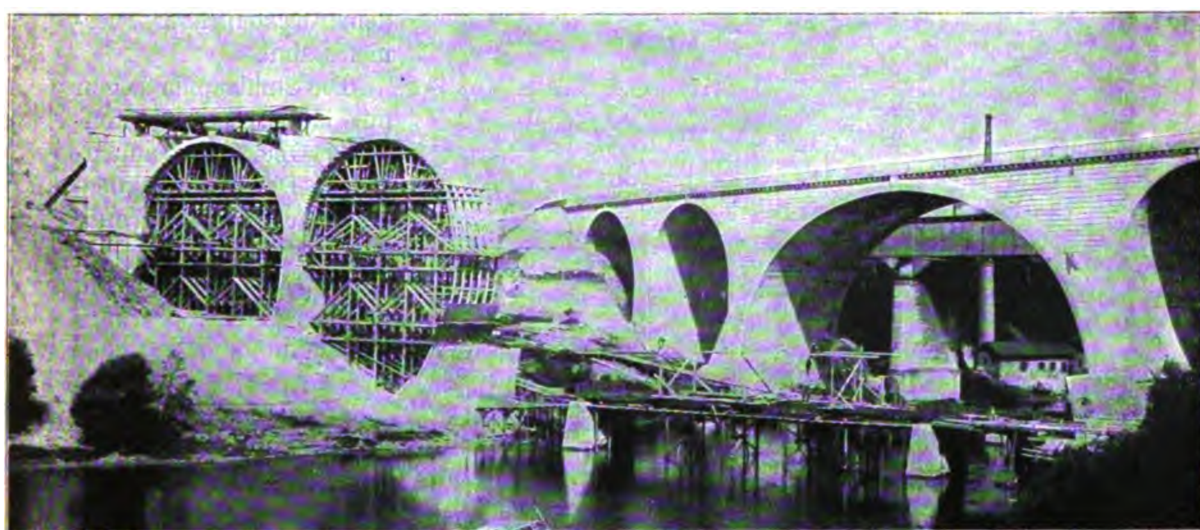


Abb. 29. Eisenbahnbrücken über die Iller bei Kempten.

gelassen worden. Die Kämpfer hat man vorsichtshalber erst 14 Tage nach vollkommenem Freitragen des Bogens im übrigen Teile freigegeben. Das beschriebene Verfahren hat sich durchaus bewährt. Es sind beim Ausrüsten auch nicht die kleinsten Risse beobachtet worden. Als Erhärtungsdauer wurden bei dem Hauptbogen sechs Wochen, bei den Nebenbogen 14 Tage als mindeste Dauer vor dem Ablassen der Lehrgerüste festgehalten. Die Pläne der in der Abb. 29 im Lichtbilde teilweise ersichtlich gemachten Brücke sind von Herrn Regierungsrat Beutel entworfen worden. In die Bauaufsicht teilten sich Herr Regierungsrat Gumprich und Herr Generaldirektor R. Endres. Die Ausführung dieser Brücken lag in den Händen der Firma Dyckerhoff u. Widmann und der Firma A. Kunz u. Co. in Kempten.

Eine andere hübsche Stampfbetonbogenbrücke ist jene über die Etsch bei Forst in Tirol, über welche Herr Oberbaurat C. Haberkalt interessante Einzelheiten veröffentlicht hat.[1]) Auf Grund der Ergebnisse der Offertverhandlung entschied man sich für die Herstellung einer Bogenbrücke mit drei Gelenken. Die Stützweite zwischen den Kämpfergelenken ist 30,4 m, die Pfeilhöhe beträgt 3,1 m. Als Verkehrslast wurde der Wagen von 12 t, bezw. eine gleichmäßig verteilte Belastung

[1]) Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1904, Heft 27.

von 460 kg/m² in Rechnung gestellt, jedoch mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse und den nicht seltenen Transport großer, schwerer Marmorblöcke aus den nahe gelegenen Laaser Marmorbrüchen auch die Belastung durch einen vierrädrigen Wagen von 40 t in Betracht gezogen. Die nutzbare Brückenbreite zwischen den Geländern beträgt 6,80 m, wie dies aus der Abb. 30 zu ersehen ist. Die Gelenke haben Stahlzapfen mit flanschenartigen Ansätzen, die mit dem Kastenträger vernietet sind.

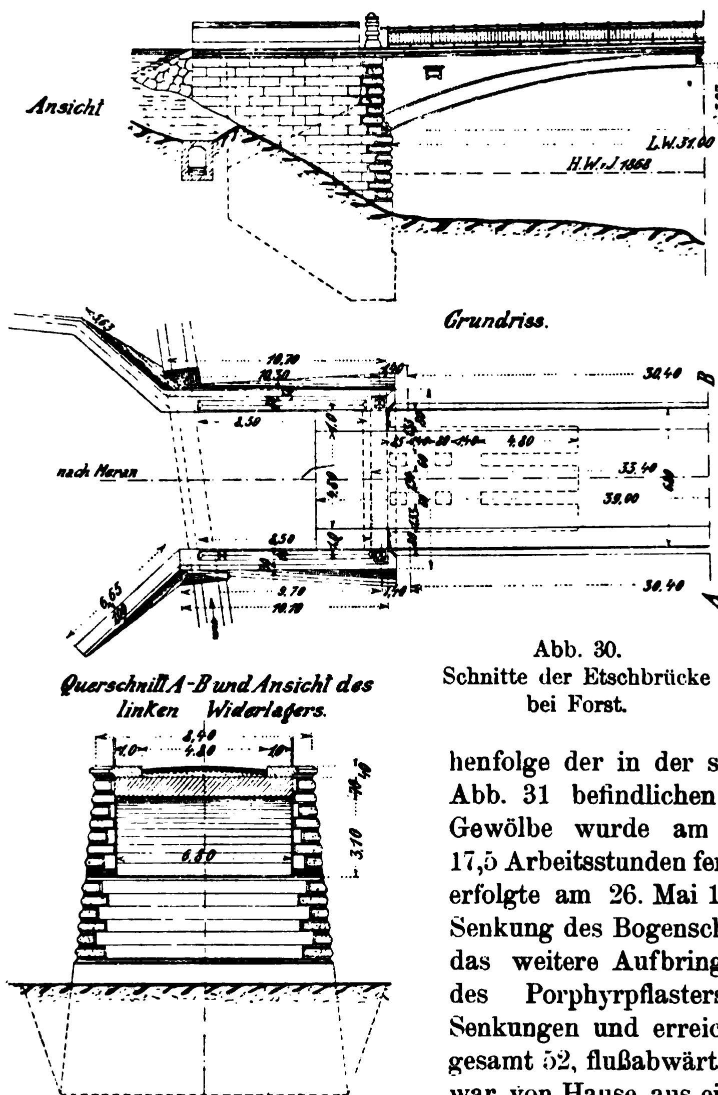
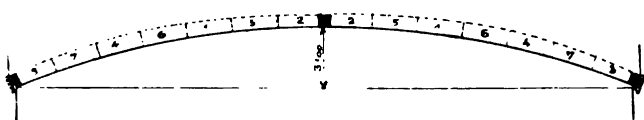


Abb. 30.
Schnitte der Etschbrücke bei Forst.

Die Stahlzapfen liegen mit konkaver und konvexer Oberfläche aufeinander. Das rechte Widerlager steht auf Felsgrund, das linke auf gutem Baugrund und lehnt sich zum Teil an einen von früher her im alten Widerlager bestandenen, gut erhaltenen Lärchenholzrost. Der Beton wurde in der Reihenfolge der in der schematischen Zeichnung der Abb. 31 befindlichen Ziffern aufgebracht. Das Gewölbe wurde am 23. und 24. April 1903 in 17,5 Arbeitsstunden fertiggestellt. Die Ausschalung erfolgte am 26. Mai 1903, und betrug hierbei die Senkung des Bogenscheitels 11 bis 14 mm. Durch das weitere Aufbringen der Überschüttung und des Porphyrpflasters ergaben sich weitere Senkungen und erreichten diese flußaufwärts insgesamt 52, flußabwärts 61,5 mm. Dem Lehrgerüst war von Hause aus eine Überhöhung von 100 mm gegeben worden. Bei der am 10. Juni 1903 vorgenommenen Probebelastung mit einem subsistierten 40-Tonnenwagen ergab sich eine Scheitelsenkung flußaufwärts mit 1 mm, flußabwärts mit 1,5 mm, welche nach Entfernung der Last wieder auf Null zurückging.


Abb. 31. Betonierungsschema der Schlitzabrücke bei Tarvis.

In derselben Wochenschrift, und zwar in Heft 22 vom Jahre 1903 berichtet der Baurat des Ministeriums des Innern Herr Julius Stanek über die Erbauung zweier Bogenbrücken über die **Schlitza bei Tarvis** im Zuge der Görzer Reichsstraße. Die Herstellung dieser beiden Brücken ergab sich als notwendige Folge der Ver-

legung der Straße, welche anläßlich eines Wolkenbruches im Jahre 1891 in einer Länge von 200 m vollkommen zerstört worden war. Das an der Baustelle reichlich vorhandene ausgezeichnete Sand- und Schottermaterial, sowie örtliche Verhältnisse veranlaßten die Aufstellung von Entwürfen mit Zugrundelegung von Betongewölben. Die Objekte sind beide ganz gleich und zwar hat jedes einen Gewölbebogen von 30 m Lichtweite und 3,1 m Pfeilhöhe. Bei dem ersten Objekt steht das linke, bei dem zweiten Objekt das rechte Widerlager auf Felsgrund. Die theoretische Stützweite beträgt 30,4 m. Die Gewölbestärke ist im Scheitel wie im Kämpfer 70 cm, im stärksten Teile der Gewölbeschenkel 82 cm. Als Rechnungsgrundlagen wurden das spezifische Gewicht des Betons mit 2400 kg/m³, das der Überschüttung mit 1900 kg/m³ und als gleichmäßig verteilte Belastung 460 kg/m² in Rechnung gezogen. Die Beanspruchung im Bogen sollte 30 kg/cm² nicht überschreiten. Die Fundamentbeanspruchungen betragen 3,7 bis 5,7 kg/cm². Die Widerlager wurden ebenfalls in Stampfbeton hergestellt.

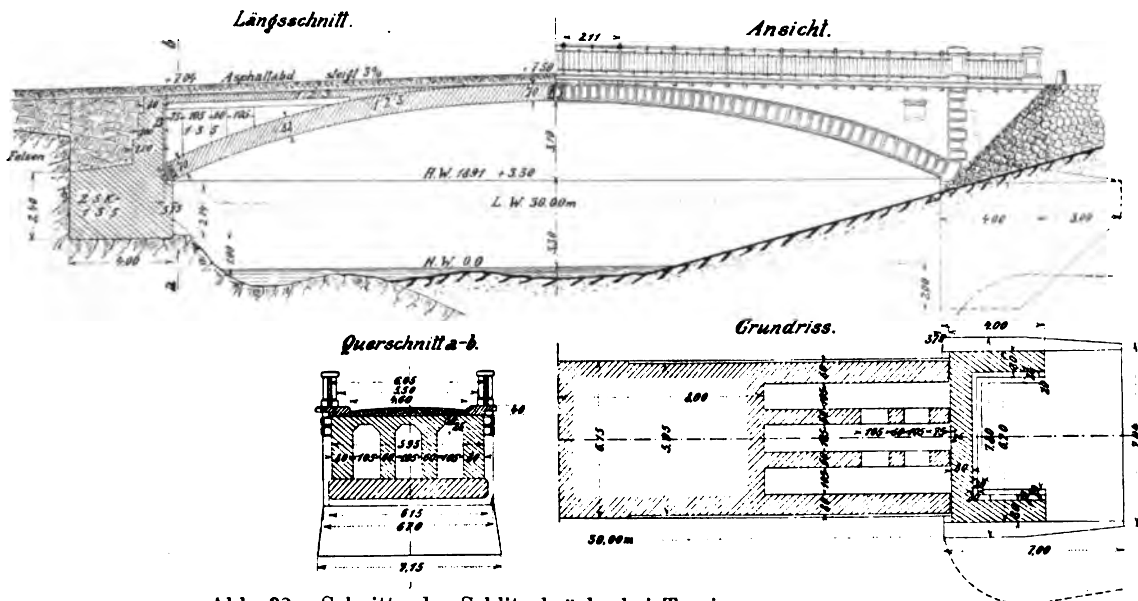


Abb. 32. Schnitte der Schlitzabrücke bei Tarvis.

Die Gewölbezwickel wurden durch Hohlräume (Spandrillen) entlastet; die Stirnmauern sind 80 cm stark. Die Brückenfahrbahn erhielt von beiden Seiten gegen den Scheitel zu eine Steigung von 3 vH. Die Fahrbahntafel besitzt eine Asphaltabdeckung mit Juteeinlagen, auf welcher sich der 30 cm starke Straßenkörper lagert. Die Widerlagerübermauerung und Bogenübermauerung sind durch eine 25 mm breite Fuge getrennt. Diese Trennungsfugen, sowie die Fugen im Scheitel sind durch einen durchlaufenden 12 mm dicken Blechstreifen überdeckt. Alle diese Angaben sind aus der Abb. 32 zu ersehen. Die Gelenke, ähnlich jenen der Munderkingener Brücke ausgebildet, sind in der Abb. 6 zu sehen; sie gehen nicht über die ganze Gewölbebreite von 6,15 m durch, sondern bestehen aus zwei getrennten Teilen von je 2,99 m Länge. Das Gelenk ist durch zwei Stahlzapfen gebildet, welche eine Breite von 100 mm und eine Dicke von 40 mm haben. Diese Zapfen sind nach Halbmessern von 150 bezw. 170 mm angearbeitet und auf den kastenförmigen eisernen Stühlen (Trägern) befestigt. Diese Kastenträger haben eine Länge von 2,99 m und eine Breite (nach dem Gewölbehalbmesser) von 60 cm am Scheitel und von 80 cm an der Widerlagsauflagerfläche. Sie sind aus

je drei ⊢-Trägern N.-Pr. 20 gebildet, dabei sind beiderseits 12 mm starke Blechplatten aufgenietet. Die Kastenträger wurden ausbetoniert. Was die Ausführung dieser beiden Objekte anbelangt, so wurden nach hergestelltem Lehrgerüst zuerst die eisernen Kämpfergelenke vor Beginn des Betonierens versetzt, gegen den Baugrund und die Widerlager sorgfältig abgestützt und durch eingelegte Keile in der richtigen Lage gegeneinander erhalten. Die Scheitelgelenke wurden direkt auf das Lehrgerüst gelagert und durch Keile in die richtige Lage gebracht. Trotz aller Vorsicht beim Verlegen der Kämpfergelenke zeigte sich nach Fertigstellung des ersten Bogens in km 2,7385 infolge nicht zu vermeidender Zusammenpressung der Traghölzer eine allerdings unbedeutende exzentrische Verschiebung der Stahlgelenkzapfen gegeneinander. Diese Erfahrung wurde bei der Herstellung des zweiten Bogens in km 2,943 insofern verwertet, als die Gelenkteile und somit auch die Bogenanläufe auf dem Gerüst vor dem Betonieren um 3 mm höher gelegt wurden; nach Fertigstellung des Gewölbes erwiesen sich diese vollkommen zentrisch zueinander stehend. Das Lehrgerüst wurde im Scheitel um 100 mm, in den übrigen Punkten gegen die Widerlager zu nach den Parabelordinaten für die Scheitelhöhe von 100 mm überhöht, um der unvermeidlichen Senkung des Lehrgerüstes bei Vollbelastung Rechnung zu tragen und den Bogenscheitel nach Fertigstellung des Objektes in der richtigen Höhenlage zu erhalten. Das Maß dieser Überhöhung erwies sich vollkommen hinreichend. Mit der Betonierung des Bogens in km 2,7385 wurde am 2. Mai 1902 um $^1/_2$2 Uhr nachmittags begonnen; am 3. Mai $^1/_2$8 Uhr abends war sie beendet. Der Arbeitsvorgang gestaltete sich in der Art, daß der Bogenkörper durch zehn Zwischenwände aus Holz, welche entsprechend den Lagerflächen von Quadern radial aufgestellt wurden, und durch die Gelenke in zwölf Kammern abgeteilt wurde, welche in einer solchen Reihenfolge ausbetoniert wurden, daß das Lehrgerüst örtlich nicht zu sehr verdrückt wurde. Am 12. Juni 1902 wurde der am 2. und 3. Mai betonierte Bogen in km 2,7385, also nach 41 Tagen ausgerüstet. Am 19. Juli 1902 wurde der am 20. und 21. Juni betonierte Bogen in km 2,943, also schon nach 29 Tagen ausgerüstet. Die Lösung der Keile ging vollkommen glatt vor sich, und bedurften die gesamten Ausrüstungsarbeiten für jedes Gewölbe bloß eines Zeitaufwandes von kaum zwei Stunden. Die beim Freilassen beobachtete Scheitelsenkung des Bogens in km 2,7385 betrug stromaufwärts 18,7 mm, stromabwärts 19,7 mm, vergrößerte sich in vier Tagen stromaufwärts um 27,2 mm, stromabwärts auf 28,2 mm. Nachdem die Beschotterung und Asphaltierung der Fahrbahn vorgenommen war, wurde eine weitere Senkung des Bogenscheitels stromaufwärts bis auf 33,5 mm, stromabwärts auf 34 mm beobachtet. Im Zusammenhange mit der früher beobachteten Senkung des Gerüstes stromaufwärts um 46,5 mm und stromabwärts um 51,5 mm ergibt sich eine Gesamtsenkung des Bogenscheitels stromaufwärts um $46{,}5 + 33{,}5 = 80$ mm und stromabwärts um $51{,}5 + 34 = 85{,}5$ mm. Bei dem Gewölbe in km 2,943 ergab sich eine Gesamtsenkung am Scheitel stromaufwärts $51{,}8 + 34{,}5 = 86{,}3$ mm und stromabwärts $46{,}7 + 35{,}3 = 82$ mm. Bei der Ausrüstung des Bogens in km 2,7385 konnte eine Bewegung der Widerlager nicht festgestellt werden, hingegen ist das linksufrige Widerlager der Brücke in km 2,943 um 2,5 mm beim Ausrüsten ausgewichen.

Was die Belastungsproben anbelangt, so wurde bei dem Objekt in km 2,7385 bloß eine Bogenhälfte gleichmäßig belastet, und ergab sich eine an Fühlhebelapparaten abgelesene Senkung des Scheitels von 3,2 mm, welche nach Entfernung der Belastung wieder auf Null zurückging. Meßbare Bewegungen der Widerlager fanden nicht statt. Die Brücke in km 2,943 wurde der ganzen Länge und Breite nach mit gleichförmig verteilter Last von 460 kg/m² bedeckt und hierbei eine Scheitelsenkung von 2,4 mm

abgelesen, welche nach Entlastung bis auf 0,5 mm zurückging. Es wurde auch ein Ausweichen des linksufrigen Widerlagers von rund 1 mm festgestellt. Als rollende Last stand eine Lokomobile von 6000 kg Gesamtgewicht und ein Lastfuhrwerk, ebenfalls von 6000 kg Gesamtgewicht zur Verfügung. Unter jeder der beiden Lasten war eine Scheitelsenkung von 0,35 mm zu verzeichnen, welche nach Abfahrt der Last auf Null zurückging.

Der Materialbedarf für eine Brücke wurde rechnungsmäßig ermittelt mit:

a) Beton

1. für das Gewölbe und die Fahrbahndecke (Mischungsverhältnis 1:2:3)	209 m³
2. für die Widerlager und die Aufmauerung (Mischungsverhältnis 1:3:5)	411 m³
zusammen	620 m³

b) Eisen

1. für die Gelenke, und zwar:	
α) an Martinflußeisen	10 320 kg
β) an Martinflußstahl	1 090 „
2. für die Geländer an Martinflußeisen	2 540 „
zusammen	13 950 kg.

Die Baukosten betrugen für beide Brücken zusammen 72 310 Kr.

In ganz ähnlicher Weise sind folgende Brücken ausgeführt worden, die im Lichtbilde wiedergegeben sind: die Staatsstraßen-Überführung in Metzingen mit drei Gelenken und einer Lichtweite von 18 m in der Abb. 33, sowie die Straßenbrücke über den Neckar bei Neckarhausen (Hohenzollern), welche mit drei offenen Stahlgelenken und einer Lichtweite zwischen den Gelenken von 50 m ausgeführt wurde und in der Abb. 34 zu sehen ist. Als Beispiel einer von den wenigen in Amerika ausgeführten Gelenkbrücken in Stampfbeton sei die Betonbrücke mit drei Gelenken über den Bick Creek in Brockside Park Cleveland, O, erwähnt. Die Gelenke daselbst sind aus Platten- und Winkeleisen gebildet und besitzen gußeiserne Lagerstühle. Die Stahlwalze hat einen Durchmesser von 7,5 cm. Die Spannweite der Brücke zwischen den Gelenken beträgt rund 26 m.



Abb. 33. Straßenüberführung in Metzingen.



Abb. 34. Straßenbrücke bei Neckarhausen.

Zum Schluß der Stampfbetonbogenbrücken mögen zwei Beispiele Erwähnung finden, die bereits teilweise eine Art Übergang zu dem nächsten Unterkapitel bilden. Es sind dies beiderseits Objekte, deren Bogen noch aus Stampfbeton besteht, wogegen der Überbau und die Fahrbahnkonstruktion in Eisenbeton ausgeführt sind.

Brücke über den Piney Creek bei der 16. Straße in Washington.[1]) Dieselbe besteht aus einem Stampfbetonbogen, der nach einer Parabel gekrümmt ist, von einer Lichtweite von rund 38 m und einem Pfeil von rund 12 m. Der Bogen hat nur an seiner Stirnfläche einige schwache Rundeiseneinlagen, welche für die Befestigung des Gesimses dienen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt rund 82 m. Die Scheitelstärke des Bogens beträgt 1,50 m, die am Kämpfer 2,30 m (Abb. 35). Die bisher ausgeführte Brücke liegt nicht in der Achse des anschließenden Straßenzuges, da sie nur einen Teil der endgültigen Straßenbrücke darstellt. Die Brücke wurde bisher in einer Breite von 7,5 m hergestellt. Bis die erforderlichen Baukosten bewilligt sein werden, wird parallel zu diesem Bogen in einer Achsenentfernung von 12 m ein ganz gleicher Bogen hergestellt; der dazwischen liegende Zwischenraum von rund 5 m wird durch eine Plattenbalkendecke eingedeckt, ähnlich wie dies

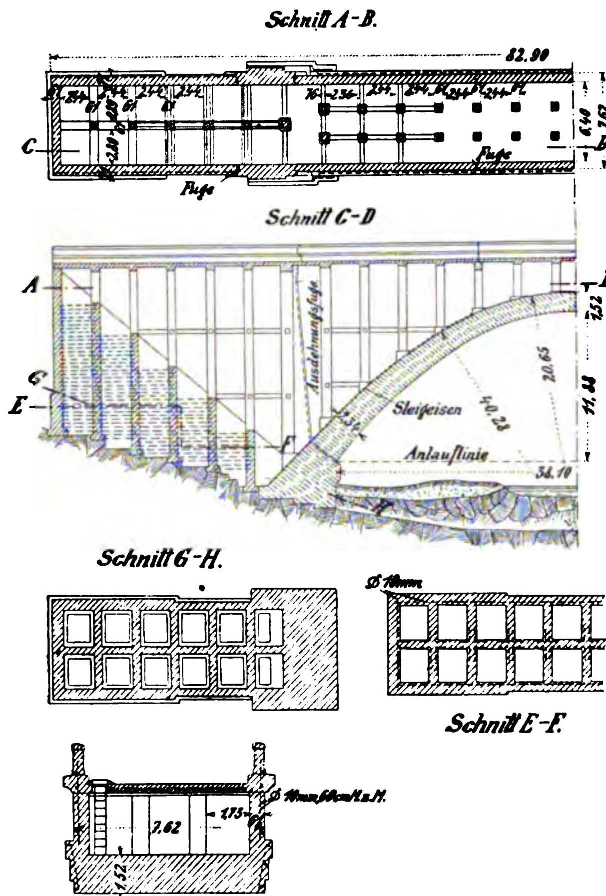


Abb. 35. Schnitte der Brücke über den Piney Creek in Washington.

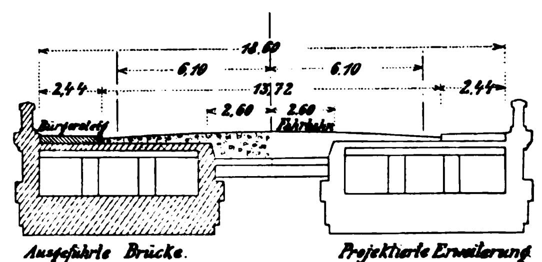


Abb. 36. Querschnitt der Brücke über den Piney Creek in Washington.

bereits bei der Überbrückung des Pétrussetales in Luxemburg erfolgt ist. Der jetzige wie auch der endgültige Querschnitt der Brücke ist in Abb. 36 zu sehen. Der Aufbau auf diesem Stampfbetonbogen ist ganz in Eisenbeton. Er besteht aus zwei Stirnwänden und zwei zwischen diesen befindlichen Eisenbetonsäulen, welche alle eine Plattenbalkendecke tragen, zur Aufnahme der Fahrbahn. Die höheren Säulen sind in beiden Richtungen durch wagerechte Eisenbetonbalken versteift. Die Eisenbetonkonstruktion setzt sich über die Widerlager fort, und zwar in der Weise, daß nur eine Reihe von Säulen angeordnet wurde (Abb. 35); die tieferen Lagen dieser Säulen sind durch senkrechte Stampfbetonwände verbunden, so daß dadurch feste Zellen gebildet werden, welche mit Erdmaterial ausgefüllt wurden. In der natürlichen

[1]) Eng. News 1905, 16. November, S. 510 und 1907, 20. Juni, S. 682.

Böschungslinie (AF der Abb. 35) hören die Zwischenmauern auf. Wie aus derselben Abbildung zu ersehen ist, wurden sowohl über den Widerlagern, als auch in der aufgebauten Scheitelkonstruktion Ausdehnungsfugen ausgeführt, welche aber viel zu eng hergestellt wurden und daher nicht ordentlich zur Wirkung kamen. Von Interesse ist die Art der Betonierung des Bogens. Der Beton wurde in Blöcken hergestellt, die in festen Formen gefaßt waren, und zwar wurden sie der Reihe nach hergestellt, wie dies in der Abb. 37 ersichtlich ist. Für die Blöcke 2, 3, 5, 8, 10 und 12 wurden eigene Formen gebraucht; zwischen den Blöcken 2, 3, 5, 6, 4, 1 und 7 befanden sich eiserne Streben von ⊔-Profileisen von 130 bis 250 mm Höhe, und innerhalb dieser Räume wurden erst, wie auch die Reihenfolge der Zahlen dies sagt, die schwachen, keilartigen Blöcke 8, 10, 12, 14, 13, 11 und 9 einbetoniert, welche über jeden Knotenpunkt des Lehrgerüstes zu liegen kamen. Diese nach den Plänen von H. W. J. Douglas erbaute Brücke wurde von der Peno Bridge Company hergestellt.

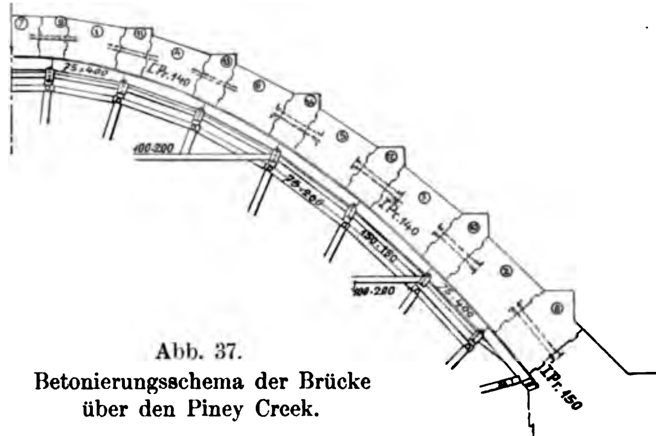


Abb. 37.
Betonierungsschema der Brücke über den Piney Creek.

Eine zweite, ebenfalls in Amerika befindliche Bogenbrücke ähnlicher Art ist jene im Zuge der Walnut Lane in Philadelphia, welche den Wissahichon Creek übersetzt

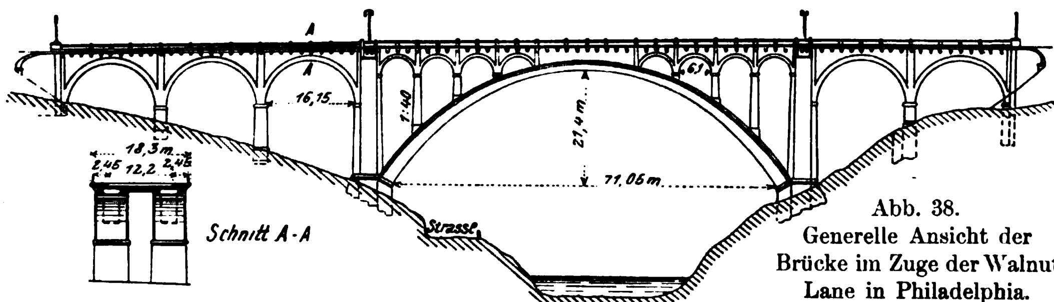


Abb. 38.
Generelle Ansicht der Brücke im Zuge der Walnut Lane in Philadelphia.

und zur Zeit der Vollendung entgegengeht.[1]) Die Gesamtlänge dieser Brücke beträgt 178,3 m bei einer Breite von 17,10 m zwischen den Geländern. Ähnlich der Pétrussebrücke in Luxemburg und auch dem zuletzt beschriebenen Objekte ist jedoch nur die Fahrbahnplatte in voller Breite durchgeführt, während das tragende Gewölbe einschließlich der Sparbögen in zwei voneinander getrennten Streifen hergestellt wurde. An die Hauptöffnung von 71,05 m Lichtweite, die in ungefähr 45 m Höhe die Schlucht übersetzt, schließen sich auf der einen Seite noch drei, auf der anderen noch zwei Öffnungen von 16,15 m Lichtweite an, wie dies aus Abb. 38 zu ersehen ist. Das Hauptgewölbe nähert sich der elliptischen Form, hat 21,4 m Pfeil und ist aus drei Kreisbogen zusammengesetzt. Die Stärke des Gewölbes beträgt im Scheitel 1,6 m, am Kämpfer 2,7 m. Die Breite des Ringes wächst dabei von 5,15 auf 6,15 m. Zwischen den beiden Gewölberingen bleibt in Fahrbahnhöhe ein Schlitz von 4,6 m Breite. Auf dem Hauptbogen, der ganz in Stampfbeton hergestellt ist, stehen 10 Quermauern, die an den äußeren Enden Pfeilervorlagen besitzen und mit Halbkreisbogen von 6,10 m

[1]) Deutsche Bauzeitung 1906, 29. Dez. u. 1907, 9. Okt., sowie Eng. Record 1907, 31. August.

Lichtweite überspannt werden, welche die beiden Stirnmauern jedes Gewölbestreifens tragen, soweit diese nicht in der Scheitelstrecke auf dem Gewölbe aufruhen. Die Stirnmauern sind ohne Eiseneinlagen, dagegen die Quermauern und höheren Pfeilervorlagen mit solchen ausgestattet (Abb. 39). Die Hauptpfeiler der Brücke sind hohl, stehen in ihren beiden Schichten auf gemeinsamem Fundament und sind am Kopf durch einen Bogen verspannt. In allen Teilen sind Eisen zur Verstärkung eingelegt.

Die sehr schwere Fahrbahntafel, die mittels eiserner Träger und Stampfbeton hergestellt ist, wird im mittleren Teile über dem Schlitz zwischen den Gewölben getragen von I-Trägern von 50 cm Höhe, die in 1,83 m Abstand liegen; die Seitenstreifen werden mit etwas niedrigeren Trägern überdeckt, die mit den ersteren vernietet sind; die Träger sind in der Längsrichtung durch Bolzen verspannt und die Zwischenräume mit Stampfbetongewölben geschlossen (Abb. 40). Um dem Hauptbogen die nötige Bewegungsfreiheit zu verschaffen, ist an beiden Enden an den Pfeilern eine Ausdehnungsfuge vorgesehen, die in den Mauern mit Asbesteinlagen, in der Fahrbahntafel mit Asphaltfilz geschlossen ist. Die Enden der Fahrbahntafel sind auf Zink-

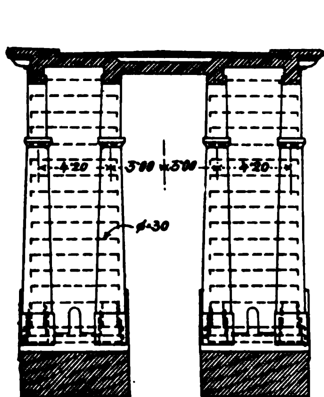
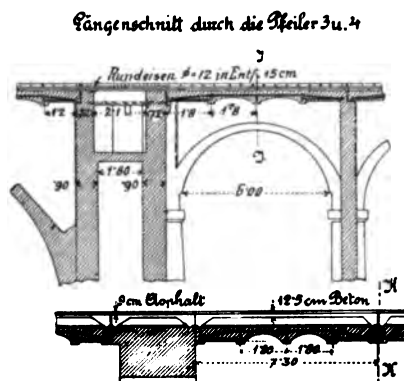


Abb. 39. Querschnitt der Walnut Lane Brücke.



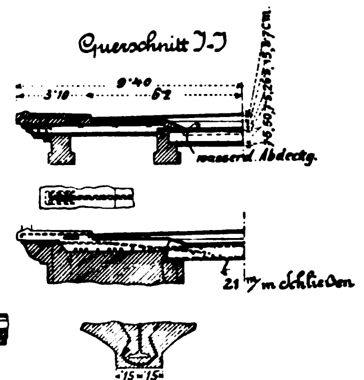


Abb. 40. Einzelheiten der Fahrbahn der Walnut Lane Brücke.

streifen verlegt, damit ein Gleiten ermöglicht ist. An den Kämpfern der Sparbogen sind ebenfalls Bewegungsfugen mit Asbesteinlagen hergestellt. Der Gewölbebeton wurde im Verhältnisse 1 : 2 : 5 gemischt. In diesen Beton wurden flache Steine, die noch von einem Manne bequem gehandhabt werden konnten, radial eingelegt.

Die Ausführung des Gewölbes erfolgte in 22 Lamellen, von denen die drei untersten beiderseits zwar seitlich nacheinander, aber ohne offene Fuge ausgeführt wurden, während zwischen den 18 übrigen 17 offene Stellen verblieben, die erst zuletzt gleichzeitig geschlossen wurden, wie dies die Abb. 41 zeigt. Die Herstellung der Lamellen erfolgte in einer solchen Reihenfolge, daß stärkere Formänderungen des Lehrgerüstes möglichst vermieden wurden. Dieses setzte sich während der Ausführung auch nur um rund 5 cm. Die einzelnen Lamellen stützten sich während der Herstellung am Fuße gegen kräftig abgespreizte, radial gerichtete Bohlen; damit nicht ein Gleiten auf der Schalung vor Ausfüllung der zunächst offen gebliebenen Schlitze stattfinden könnte, wurden in den drei unteren Schlitzen je drei kleine Betonklötze in der Gewölbeachse zwischen den Lamellen eingesetzt, die später mit umstampft wurden, während im oberen Teile des Gewölbes in der Gewölbeachse drei Rundeisen von 30 mm Durchmesser in ganzer Länge einbetoniert wurden. Sämtliche Lamellen des ersten Ringes wurden in drei Wochen ausgeführt. Nach weiteren 14 Tagen wurden die Schlitze (Schlußsteine) mög-

lichst gleichmäßig ausbetoniert. Nach 30 Tagen wurde das Lehrgerüst, das nur auf Keilen ruhte, abgesenkt, und zwar von der Mitte nach den Kämpfern zu vorgehend. Nach der Ausrüstung trat eine weitere Setzung des Gewölbes um 3 mm ein. Zu erwähnen wäre noch, daß der untere Teil der Stützenjoche in Eisen hergestellt war und auf einer Rollenbahn auflag, die sich auf den Pfeilern befand. Das ganze Gerüst von 900 t Gesamtgewicht wurde mittels Winden in die neue Lage zur Herstellung des zweiten Ringes verschoben. Diese Verschiebung nahm drei Tage in Anspruch. Im Hauptgewölbe sind nur Eiseneinlagen bei der Ansatzstelle der Pfeiler zur Aufnahme des hier konzentrierten Drucks angeordnet. Im ganzen sind 44 t Eisen zur Armierung verwendet, während das gesamte Bauwerk rund 14 700 m³ Beton enthält. Als Bauzeit sind 18 Monate festgesetzt. Am 1. August 1906 wurde mit den Ausschachtungsarbeiten begonnen, am 3. August 1907 war bereits der zweite Bogen ausgerüstet. Die Gesamt-

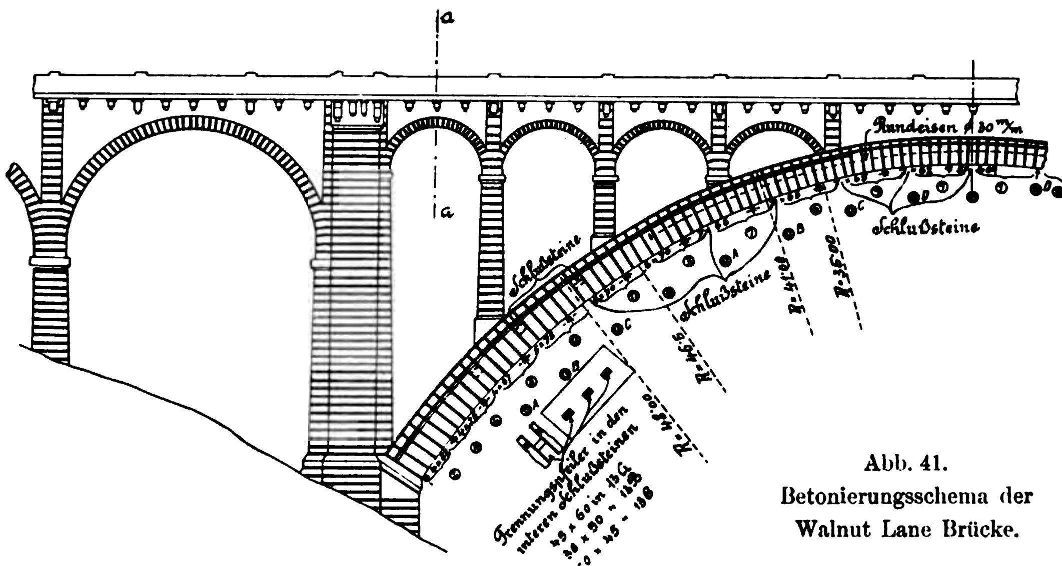


Abb. 41.
Betonierungsschema der Walnut Lane Brücke.

arbeiten sind der Unternehmung Reilly u. Riddle in Philadelphia für die Bausumme von über einer Million Mark übertragen. Der Entwurf stammt von den Ingenieuren Webster und Quimby in Philadelphia.

Eine andere Brücke ähnlicher Art ist die Wallstraßenbrücke in Ulm a. d. D.[1]) Die Lichtweite zwischen den Widerlagern beträgt 65,45 m, und wurde die Fahrbahn im Scheitel rund 15 m über Schwellenhöhe des Bahnhofes gelegt. Gegen Süden hat die Brücke ein Gefälle von 4,4 vH., gegen Norden ein solches von 1,2 vH. Die Breite zwischen den mächtigen Geländerbrüstungen beträgt 10 m; hiervon entfallen 6 m auf die Fahrbahn und je 2 m auf die beiderseitigen Gehwege. Der Brückenbogen besitzt drei Gelenke aus Gußstahl. Im Kämpfer liegen diese Gelenke auf Vorkragungen, wodurch die Stützweite zwischen ihnen auf 57 m herabgemindert wurde, wie dies die Abb. 42 zeigt. Die Pfeilhöhe zwischen dem Scheitel und der Verbindungslinie der auf gleicher Höhe liegenden Kämpfergelenke beträgt 5,8 m, also nahezu $^{1}/_{10}$ der Stützweite. Die untere Leibungslinie hat Korbbogenform mit einem Scheitelhalbmesser von 60 m. An den Kämpfern ist die Bogenlinie des besseren Aussehens wegen etwas über die theoretisch notwendige Leibungslinie heruntergezogen worden, so daß die Kämpfergelenke nicht mehr in der Mitte der Kämpferfugen liegen.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1907, Nr. 8, Zementbeilage.

Die Widerlager und das Gewölbe der Brücke bestehen aus Stampfbeton ohne Eiseneinlagen, während die Fahrbahn samt Stützpfeilern, die 80 cm weit ausgekragten Gehwege, die Konsolen und die Brüstung aus Eisenbeton hergestellt sind.

Von einer Armierung des Bogens wurde abgesehen, da es zweckmäßig erschien, dem Bogen gegenüber der darüber lagernden Eisenbetonkonstruktion eine möglichst große Masse zu geben. Die Gewölbestärke beträgt im Scheitel 1,06 m, an den Kämpfern 1,50 m und an den Bruchfugen 1,60 m. Die Berechnung des Gewölbes wurde zunächst auf zeichnerischem Wege ausgeführt durch Aufzeichnung der für verschiedene Belastungsfälle auftretenden Stützlinien. Danach erfolgte die genaue Berechnung für mehrere Querschnitte mit der allgemein üblichen Bestimmung der Kernpunktmomente aus Einflußlinien und die Berechnung der Kantenpressungen hieraus. Die Bogenform wurde so bestimmt, daß für jeden Querschnitt bei Eintritt der ungünstigsten Belastung die Kantenpressung von 40 kg/cm² nicht überschritten wird und Zugspannungen im Gewölbe überhaupt nicht auftreten. Die Gewölbeachse ist der Drucklinie für Eigengewicht angepaßt. Als Verkehrslasten wurden Menschengedränge von 450 kg/m² auf den Gehwegen und 400 kg/m² auf der Fahrbahn, sowie eine Dampfwalze von 18 t Gesamtgewicht angenommen. Die Gewölbestirnfläche hat einen Anlauf von $^1/_{20}$; die Gewölbebreite beträgt im Scheitel 8,8 m, an den Kämpfern 9,43 m und am Bogenfuß 10,10 m. Die Berechnung der Gelenke, als Köpkesche Walzgelenke aus Siemens-Martin-Gußstahl hergestellt, geschah unter Zugrundelegung der Hertzschen Formeln für die Breite der Eindrückungsfläche und des daselbst herrschenden größten Druckes. Die Berührungsflächen, welche auf eine Tiefe von 4 mm gehärtet wurden, sind nach Halbmessern von 40 und 55 cm konvex bezw. konkav gekrümmt und geschliffen. Für den Stahl war eine Zugfestigkeit von 50 kg/mm² bei rund 10 vH. Dehnung, sowie an den gehärteten Stellen eine Druckfestigkeit von 43 kg/mm² vorgeschrieben. Der größte rechnungsmäßige Druck an den Gelenkflächen beträgt rund 35 kg/mm². Im Scheitel und in jedem Kämpfer sitzen je 13 Stück Gelenke von 65 cm Höhe und 63 bezw. 67 cm Länge. Das Abgleiten der einzelnen Gelenkflächen voneinander wird verhütet durch je zwei Stück Stahldollen von 30 mm Durchmesser, die in der einen Gelenkfläche festsitzen und in eine etwas weitere Öffnung der anderen eingreifen, und welche gegen die größte auftretende Querkraft auf Abscheren berechnet sind. Das Mischungsverhältnis des Bogens war folgendes: 1 Teil Portlandzement, 3 Teile Donausand, 5 Teile harter Kalksteinschotter. Der Beton zu beiden Seiten der Gelenke hatte wegen der hohen Inanspruchnahme ein besseres Mischungsverhältnis, und zwar 1 Teil Portlandzement, 1 Teil reiner Donausand, 2,5 Teile Porphyrgeschläge.

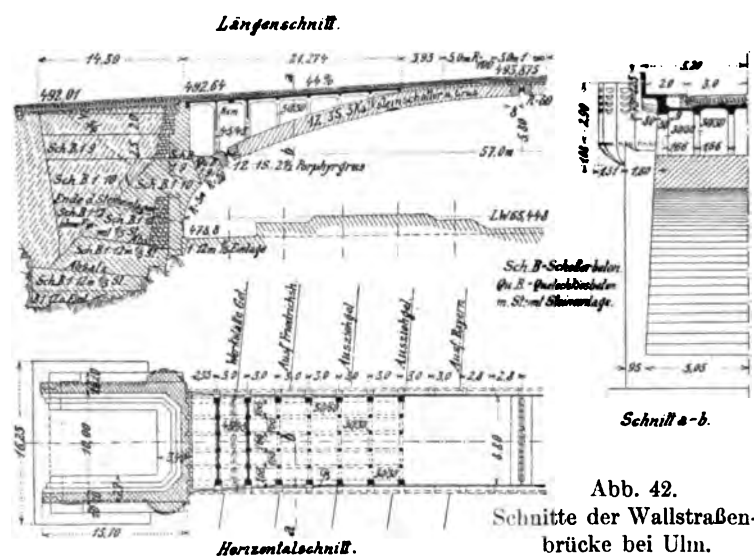


Abb. 42.
Schnitte der Wallstraßenbrücke bei Ulm.

Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus einer 16 cm starken, durch Längs- und Querträger versteiften Eisenbetondecke, welche auf 30 × 30 bis 45 × 45 cm starken Pfeilern aus Eisenbeton aufruht, während die Fußwege auf 80 cm weit auskragenden Konsolen liegen, die ebenso wie die Geländer mit Eisen armiert sind. Die äußersten Pfeiler erhielten in der Sichtfläche aus Schönheitsgründen eine Breite von 60 cm. Die Fahrbahntafel erhielt behufs Entwässerung ein beiderseitiges Quergefälle nach der Mitte zu, wo das Wasser unter einem Zores-Eisen abgeführt wird. Die Fahrbahn wurde, um selbst wasserdicht zu sein, durch einen 2 cm starken Glattestrich aus Zementmörtel und eine darüber liegende Siebelsche Asphaltfilzschicht mit doppelter Bleieinlage abgedichtet. Die Ausdehnungsfugen in der Fahrbahntafel wurden mit gefalteten Zinkblechen überdeckt und mit Goudron ausgegossen.

Mit der Betonierung des Gewölbes wurde am 29. April 1905 begonnen.[1]) Jede Bogenhälfte war in 13 Lamellen eingeteilt, wie dies aus der Abb. 43 zu ersehen ist. Diese gingen auf die ganze Gewölbebreite durch. Ihre Größe war verschieden, jedoch so, daß immer zwei symmetrisch zur Brückenmitte liegende Lamellen an einem Tage fertiggestellt werden konnten. Die täglichen Leistungen schwankten hier zwischen 55 und 75 m³. Bei der Bestimmung der Reihenfolge der Betonierung der einzelnen

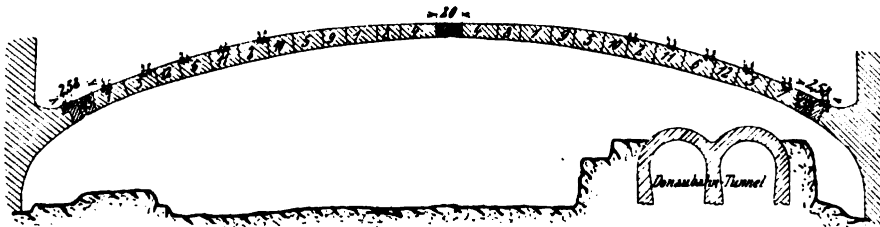


Abb. 43. Betonierungsschema des Bogens der Wallstraßenbrücke

Lamellen wurde in erster Linie auf eine möglichst gleichmäßige Belastung des Lehrgerüstes gesehen, weshalb die ersten sechs, bezw. zwölf Lamellen möglichst gleichmäßig über das ganze Gerüst verteilt und mit ihren Mitten, soweit angängig, über die Lehrgerüstständer gebracht wurden. Dann wurden die etwas schmaleren Zwischenräume ausbetoniert, wobei die Lamellen an den Kämpfergelenken zuletzt an die Reihe kamen, und außerdem eine der Gelenkschichten im Scheitel erst acht Tage nach Vollendung des übrigen Gewölbes einbetoniert wurde, um jede Rißbildung zu verhindern.

Besondere Sorgfalt mußte auf das Einbringen der Gußstahlgelenke verwendet werden,[2]) deren Konstruktion und Abdeckung in der Abb. 44 dargestellt ist. Die beiden Gelenkhälften wurden schon von dem liefernden Hüttenwerk in ihre richtige Lage gebracht und gegen Verschieben durch vier Schraubenbolzen gesichert, die in der letzterwähnten Abbildung nicht eingezeichnet sind. Letztere mußten vor dem Ablassen des Lehrgerüstes durchgesägt werden. Zur Festlegung der genauen Lage der Gelenke wurden zunächst in die Gelenkbetonlamellen Schrauben in Abständen von 67 cm einbetoniert, welche etwa 7 cm über den Beton vorstanden. Auf die vorstehenden Gewinde wurden Schraubenmuttern aufgesetzt und diese genau in die Flucht der Gelenkauflagerflächen gebracht. Gegen diese Muttern wurden die mit einem fahrbaren Flaschenzug emporgehobenen Gelenke gelehnt, und zwar jedes Gelenk gegen vier Schrauben; weiterhin waren in jedem Gelenk an den Kopfenden zwei zylindrische Stahlzäpfchen

[1]) Deutsche Bauzeitung 1907, 23. Januar, Zementbeilage.
[2]) Deutsche Bauzeitung 1907, 6. Februar, Zementbeilage.

etwa 15 mm tief in die Achsen eingesteckt, so daß sie von einem Gelenkstück zum anderen übergriffen. Hierdurch wurde eine gute Zentrierung ermöglicht, sowie der Abstand der einzelnen Gelenkstücke voneinander reguliert. Ferner war auf den Gelenkrückenflächen die Mittellinie aufgerissen, so daß die Gelenke auch in genaue Höhenlage gebracht werden konnten. Endlich ruhte die eine Gelenkhälfte auf einem vorstehenden, mit Zementmörtel genau abgeglichenen Absatz des anschließenden Betons. Der zwischen dieser Gelenkhälfte und dem schon vorher eingebrachten Gewölbebeton verbleibende Raum von 7 cm Breite wurde mit Zementmörtel (1 Teil Portlandzement, 2 Teile Porphyrsand) mittels kleiner eiserner Stößel satt ausgestampft, sodaß ein vollständiges Aufliegen der Gelenke gesichert war. Sämtliche 39 Gelenke wurden von drei Mann in einer Woche versetzt. Sie sind von unten her sichtbar, nach oben dagegen mit abnehmbaren Betonplatten abgedeckt, deren Fugen durch Ausgießen mit Goudron geschlossen sind. An den Stirnen wurden die Gelenke durch Betonmasken mit 6 mm breiten Fugen verdeckt. Die Betonierung des ganzen Bogens samt Versetzen der 39 Gelenke, sowie Herstellung des Gelenkbetons an den Widerlagern nahm 15 Tage in Anspruch. In dieser Zeit wurden insgesamt 770 m³ Gewölbebeton hergestellt und 28,5 t Stahlgelenke versetzt. Mit der Ausführung der Fahrbahnkonstruktion wurde sofort nach Schluß des Gewölbes vorgegangen.

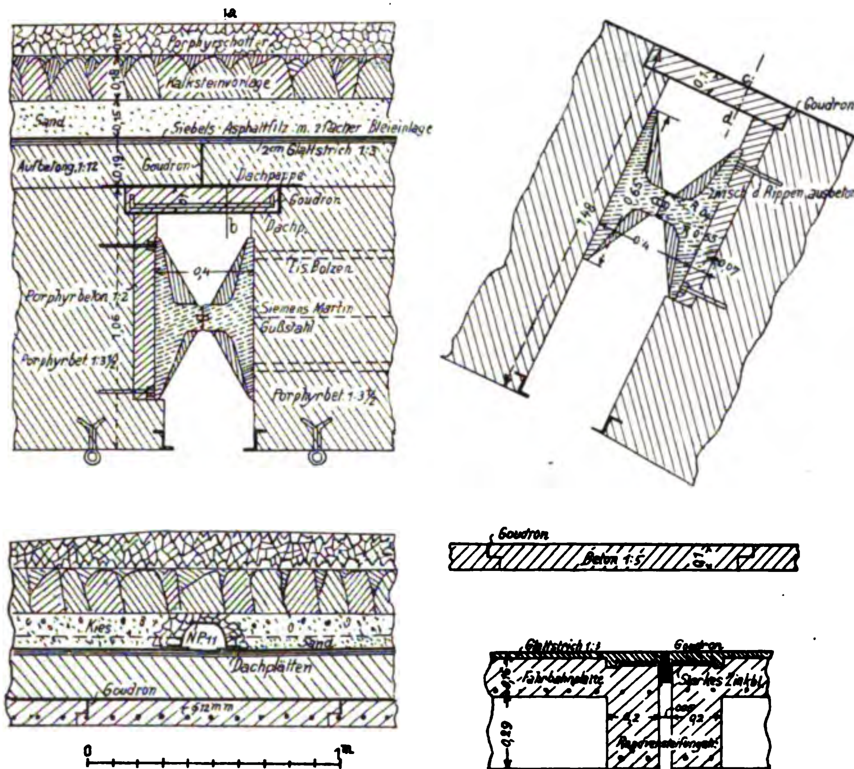


Abb. 44. Gelenke und Einzelheiten der Wallstraßenbrücke in Ulm.

Die Absenkung erfolgte neun Wochen nach Fertigstellung des Gewölbes und nahm einen glatten Verlauf. Die herrschende hohe Temperatur hatte übrigens bewirkt, daß der Bogen schon vorher teilweise zur Tragwirkung gekommen war, indem er sich im Scheitel ein wenig von der Schalung loslöste. Besondere Sorgfalt wurde auf die allmähliche Ausrüstung des Gewölbes verwendet. Zur Bedienung der 104 Sandtöpfe, aus denen der Sand durch Drehen des Ringes zu entfernen war, wurden je zwei Mann, im ganzen also einschließlich der nötigen Aufsicht rund 220 Mann verwendet. Die Absenkung erfolgte dann von der Mitte aus nach beiden Seiten gleichmäßig, und zwar in drei Abteilungen nach Trompetensignalen mit kurzen Zwischenpausen. Das jeweilige

Einsenkungsmaß wurde durch Höhenmarken an den Sandtopfstempeln bestimmt. Es wurde zunächst in allen drei Abteilungen eine Senkung um 3 mm erzielt, dann in der mittleren allein um 5 mm, sodann in der mittleren gleichzeitig mit den beiden anschließenden um weitere 3 mm, und schließlich wurden auch die beiden äußeren Abteilungen wieder herangezogen. Die Ablesungen an den aufgestellten Meßapparaten ergaben hierbei unter dem Scheitel eine Senkung von 7,4 mm. An den vier Schiebern, welche zur Messung der Bewegung an den Gelenken angebracht waren, konnte eine Verschiebung nicht festgestellt werden. Am südlichen Widerlager wurde eine wagerechte Ausweichung von 0,3 mm, am nördlichen eine solche von 0,2 mm ermittelt, welche auf die Zusammendrückung der Widerlager zurückzuführen sein dürfte. Die längere Zeit hindurch wiederholten Nivellements ergaben den höchsten Stand des Bogens am 4. August 1905 bei $+27^\circ$ C. mit einer Senkung von nur 4,5 mm gegenüber der Höhe des Bogens vor dem Ablassen, und den niedrigsten Stand am 4. Januar 1906 bei



Abb. 45. Wallstraßenbrücke in Ulm.

-12° C. mit einer Senkung von 53 mm. Bei einem Temperaturunterschied von 39° C. betrug sonach der Unterschied in der Scheitelhöhe 48,5 mm. Nach der Formel $e = \alpha \cdot \tau^0 \left(f + \frac{l^2}{4f}\right)$, wobei der Ausdehnungskoeffizient für Beton $\alpha = 0{,}0000088$, Pfeil $f = 5{,}8$ m, Stützweite $l = 57$ m, sollte $e = 50$ mm sein, mithin eine sehr gute Übereinstimmung mit der gemessenen Größe. Die Kosten der in der Abb. 45 im Lichtbilde wiedergegebenen Brücke belaufen sich auf rund 158 700 Mark. Bei einer Gesamtmasse von 4540 m^3 Beton kommen daher auf 1 m^3 rund 35 Mark Kosten. Die Planaufstellung einschließlich statischer Berechnung und die Bauleitung lag unter der Oberleitung des Oberbaurats Neuffer in Händen der Königl. Eisenbahnbausektion Ulm bezw. des Eisenbahnbauinspektors Lupfer und des Regierungsbauführers Barth. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch die Bauunternehmung A. Kunz u. Cie. in Kempten.

III. Eisenbetonbogenbrücken, deren tragender Gewölbequerschnitt ein über die ganze Brückenbreite reichendes Rechteck ist (eigentliche Gewölbe).

Die Eisenbetonbogenbrücken werden in der verschiedensten Art armiert. Man kann sie daher nach ihrer Armierung einteilen in

a) solche mit steifen Eiseneinlagen,

b) solche mit schlaffen Eiseneinlagen.

Zu a) Daselbst werden entweder einfache Winkel-, ⊢⊣- oder ⊔-Eisen, ja sogar Eisenbahnschienen oder ganze Eisenfachwerkrippen in den Beton eingebettet. Der Hauptvorteil, den diese steifen Eiseneinlagen mit sich führen, ist jener, daß die Einrüstung des Bogens schwächer gestaltet werden kann, da ein Teil des Schalungsgerüstes durch geeignete Hängeeisen auf die steifen Eisenrippen übertragen werden kann. Hingegen erfordern sämtliche Brückenkonstruktionen dieser Art eine exakte Eisenarmierung und Montierung. Die wichtigsten dieser Systeme, welche auch im nachfolgenden durch ausgeführte Beispiele besprochen werden, sind die von Wünsch, Melan, Ribera, v. Emperger, Mörsch und Möller.

Zu b) Bei Bogen mit schlaffer Eisenarmierung werden einfache Rund- oder Quadrateisen, oder, wie dies in Amerika häufig der Fall ist, eigens geformte Eisen, wie Johnson-, Ransome-, Thacher- und Kahneisen, als Einlagen verwendet. In den weitaus meisten Fällen wird sowohl an der inneren als auch äußeren Leibung ein Eisennetz angeordnet; in vielen Fällen werden beide Netze durch Quereisen (Bügel) miteinander verbunden. An der Hand zahlreicher Musterbeispiele ausgeführter Brücken wird dies im nachfolgenden des näheren erörtert.

Musterbeispiele ausgeführter Bogenbrücken dieser Art.

a) Brücken mit steifen Eiseneinlagen.

Wie in der Einleitung dieser Art von Bogenbrücken erwähnt wurde, werden des öfteren, hauptsächlich in den Vereinigten Staaten Nordamerikas Eisenbahnschienen zu Armierungen der Betonbogen verwendet. Ein Beispiel dieser Art ist die **Brücke zu Weisberg, Ind.**[1]) Diese von der Cleveland-Cincinnati-Chicago- und St. Louis-Eisenbahn

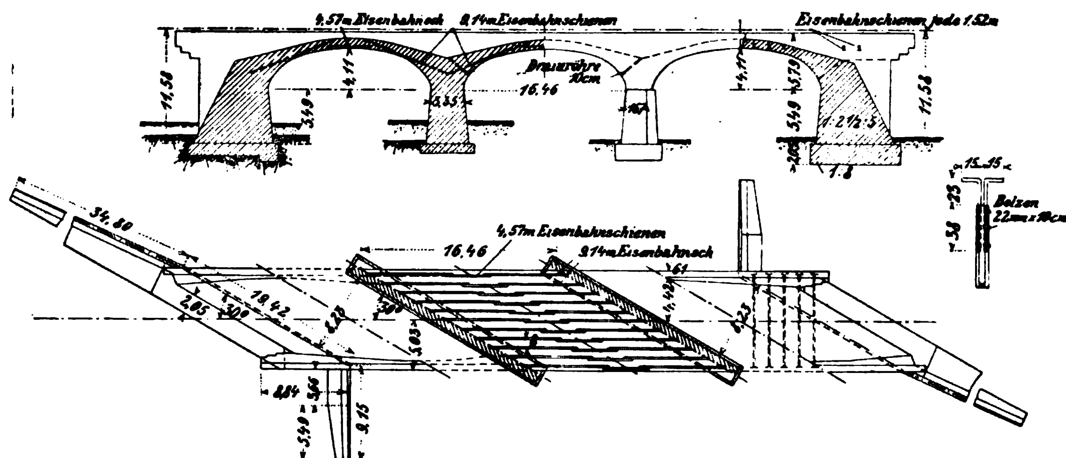


Abb. 46. Längenschnitte und Grundriß der Brücke zu Weisberg.

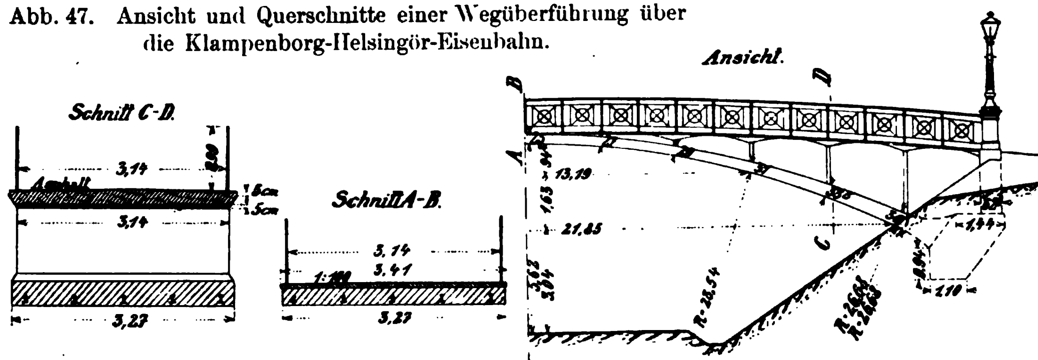
erbaute Brücke besitzt bei einer Gesamtbreite von 10 m drei Öffnungen zu 16,46 m Stützweite mit einem Pfeile von 4,11 m. Zur Armierung wurden sowohl in der Längs-, als auch in der Querrichtung alte Eisenbahnschienen verwendet. In der Längsrichtung wurden in jedem Bogen drei Lagen Schienen angeordnet. Wie aus der Abb. 46 zu ersehen ist, befindet sich eine Schienenlage von je rund 9 m langen Eisenbahnschienen auf den beiden Gewölbeschenkeln in Entfernungen von rund 90 cm, während die dritte Schienenlage in einer Länge von 4,6 m wagerecht am Scheitel in der Nähe der inneren Leibung angeordnet ist. Die Querschienen sind 1,5 m voneinander entfernt und haben

[1]) Eng. News. 1907, 16. Mai. S. 539.

an ihrem Ende Bleche nach der in der Abb. 46 ersichtlichen Weise angenietet, um dadurch in den beiden Brüstungsmauern eine bessere Verankerung zu erzielen.

Anschließend sei die Ausführung einer Betonbrücke mit Eisenrippeneinlagen zur Überführung eines Weges über die Klampenborg-Helsingör-Eisenbahn in Dänemark erwähnt. Der Bogen hat eine Spannweite von 21,85 m und eine Pfeilhöhe von 2,58 m. Die Breite des Gewölbes beträgt 3,27 m, am Scheitel hat es

Abb. 47. Ansicht und Querschnitte einer Wegüberführung über die Klampenborg-Helsingör-Eisenbahn.



eine Stärke von 25 cm, welche sich bis gegen das Auflager auf 36 cm vergrößert. Die Fahrbahn wird von 5 cm starken Moniergewölben getragen, diese haben eine Spannweite von 2,24 m und stützen sich mittels Pfeiler von 10 cm auf das Hauptgewölbe.

Das Netz der Moniergewölbe besteht aus 5 mm starken Rundeisen von 10 cm Maschenweite; die Pfeiler haben je zwei Netze aus 10 mm starken Quadratstäben und 7 mm starken wagerechten Verbindungsstäben. Diese Netze sind mit Bindedraht an die Eisenarmierung (Tragrippen) des Hauptbogens befestigt. Im Betongewölbe selbst sind fünf in einem Abstande von 0,75 m liegende Rippen aus Eisenbahnschienen angeordnet, welche entsprechend gebogen werden und an den Stößen durch Laschen verbunden sind. Der Beton der Hauptgewölbe und Fahrbahngewölbe, sowie der Ständer wurde im Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement auf 3 Teile Sand und Kies hergestellt. Die verlorenen Widerlager sind aus Beton in Mischung 1 : 11 hergestellt. Die Brücke wurde im Frühjahr 1897 erbaut, und ihre Herstellung erforderte einen Kostenaufwand von 8000 Mark. In den Abb. 47 u. 48 sind Längs- und Querschnitte dieser Brücke zu sehen.

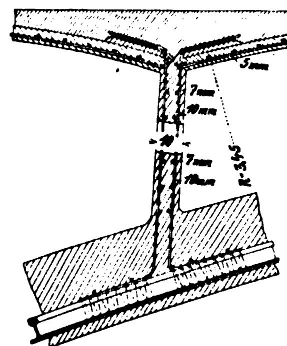


Abb. 48. Einzelheit der Wegüberführung über die Klampenborg - Helsingör - Eisenbahn.

Brücken nach System Wünsch.

Diese ist dadurch gekennzeichnet, daß die Eiseneinlagen einesteils zur Gewölbearmierung dienen, andernteils in dem zur Fahrbahnfläche parallelen Gewölberücken andere Eiseneinlagen angeordnet sind, welche eine lotrechte Verankerung im Widerlager erhalten. Die Bogenbrücken nach dieser Bauweise zeichnen sich dadurch aus, daß sie mit kleinen Pfeilen von $^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$ ausgeführt werden. Bei deren Berechnung ist zu unterscheiden zwischen totaler und symmetrischer Belastung mit Eigengewicht und Verkehrslast, wobei hauptsächlich die unteren, meist nach einer Parabel gekrümmten Eisenprofile beansprucht werden, und ferner unsymmetrische, hauptsächlich einseitige Belastung, wobei eine Formänderung des Bogens

eintritt und die oberen, parallel zur Fahrbahnhöhe laufenden Eisenprofile beansprucht werden. Die beiden Eiseneinlagen sind im Bogen selbst nirgends miteinander verbunden, sondern nur auf einen im Widerlager senkrecht angeordneten Profileisenständer angenietet. Diese Ständer sind an ihrem Fuße durch angenietete Winkeleisen oder ⊔-Eisen zu einem Anker ausgebildet, der hauptsächlich auf Zug beansprucht ist. Die einzelnen Profileisenrippen liegen in durchschnittlichen Entfernungen von rund 50 bis 70 cm, also dichter wie bei der später zu beschreibenden Bauweise Melan, während der Prozentsatz der Eisenarmierung im Scheitel bei beiden Systemen so ziemlich derselbe ist, was sich aus den schwächeren Ausmaßen der enger gestellten Eisenprofile bei der Bauweise Wünsch erklären läßt. Einige Beispiele solcher Brücken wären:

Die Eisenbetonbrücke über die Neutra bei Neuhäusel in Ungarn. Die Brücke hat sechs gewölbte Öffnungen von 17 m Lichtweite; über sie hat Dipl.-Ing. Josef Schustler interessante Einzelheiten veröffentlicht.[1])

Bei dieser Brücke hatten die Gewölbe 1,13 m Stich ($^1/_{15}$), 0,25 m Scheitelstärke und 1,38 m am Widerlager. Die Eiseneinlage wurde durch 13 Träger gebildet, welche bloß in den Widerlagern verankert waren, weil die Obergurte sich durch die ganze Brücke kontinuierlich fortsetzten. Die Untergurte waren oberhalb der Pfeiler bloß zur Erleichterung der Montierung mit je zwei Nieten verbunden. Die Einzelheiten der Eisenkonstruktionen sind in der Abb. 49 dargestellt.

Auf jeden 1 m breiten Streifen des Gewölbes entfallen je zwei Bogenträger, deren jeder Gurt mit 12,32 cm² Eisenquerschnitt hergestellt ist; daher sind in jedem Gurte

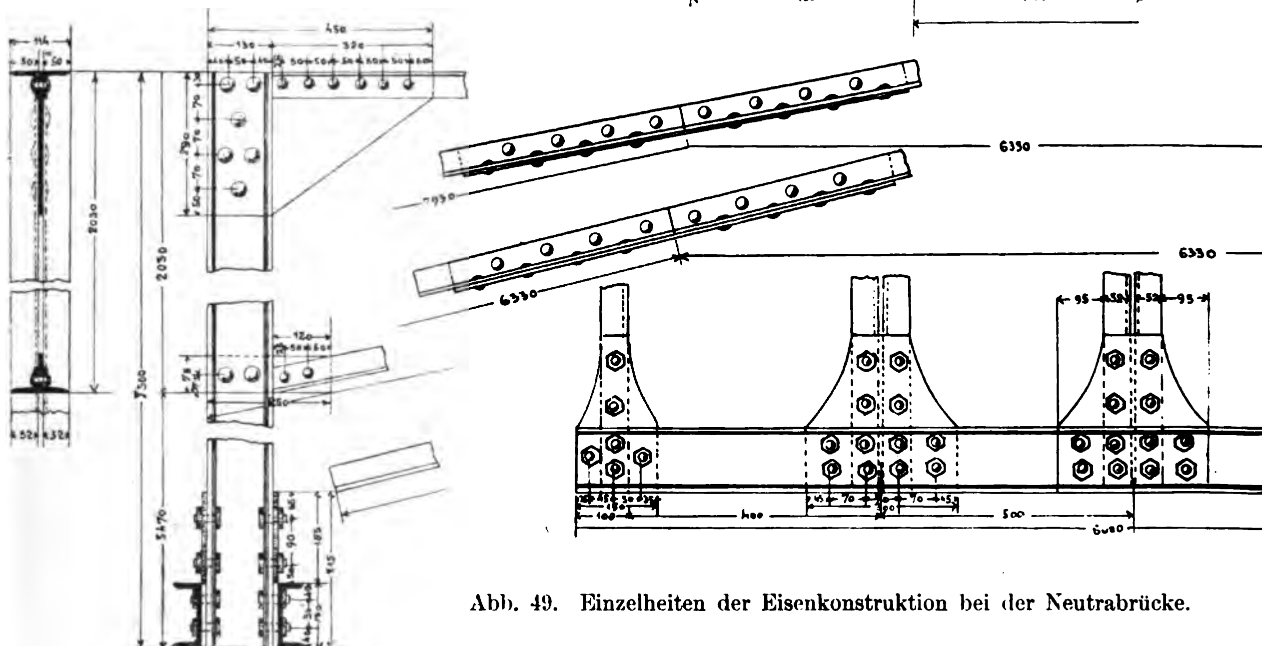


Abb. 49. Einzelheiten der Eisenkonstruktion bei der Neutrabrücke.

innerhalb des 1 m breiten Gewölbestreifens 24,64 cm² Eisenquerschnitt vorhanden. Die volle Belastung der Brücke setzt sich aus dem Eigengewicht mit 2400 kg/m³, aus dem

[1]) Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1893. Nr. 21.

Gewicht des Straßenkörpers mit 900 kg/m², endlich aus der mobilen Belastung durch einen Raddruck von 3000 kg zusammen.

Der durch die konstanten Belastungen hervorgerufene Horizontalschub wurde auf zeichnerischem Wege mit 53400 kg bestimmt, die sich auf einen 1 m breiten Streifen verteilen. Der durch den Raddruck verursachte Horizontalschub ist nach einer rohen Näherungsrechnung:

$$H_1 = \frac{3000 \times 170}{4 \times 1{,}13} = 11283 \text{ kg},$$

welcher sich unter dem Straßenkörper von 40 cm Höhe auf einen Gewölbestreifen von 60 cm Breite verteilt. Hieraus ergibt sich eine größte Beanspruchung des Betons im Scheitel auf Druck:

$$\sigma = \frac{H}{F} + \frac{H_1}{F_1} = \frac{53\,400}{2500} + \frac{11\,283}{1500} = 28{,}8 \text{ kg/cm}^2,$$

was bei einem Portlandzementbeton im Mischungsverhältnis 1 : 6 nach 28 Tagen einer mehr als fünffachen Sicherheit entspricht.

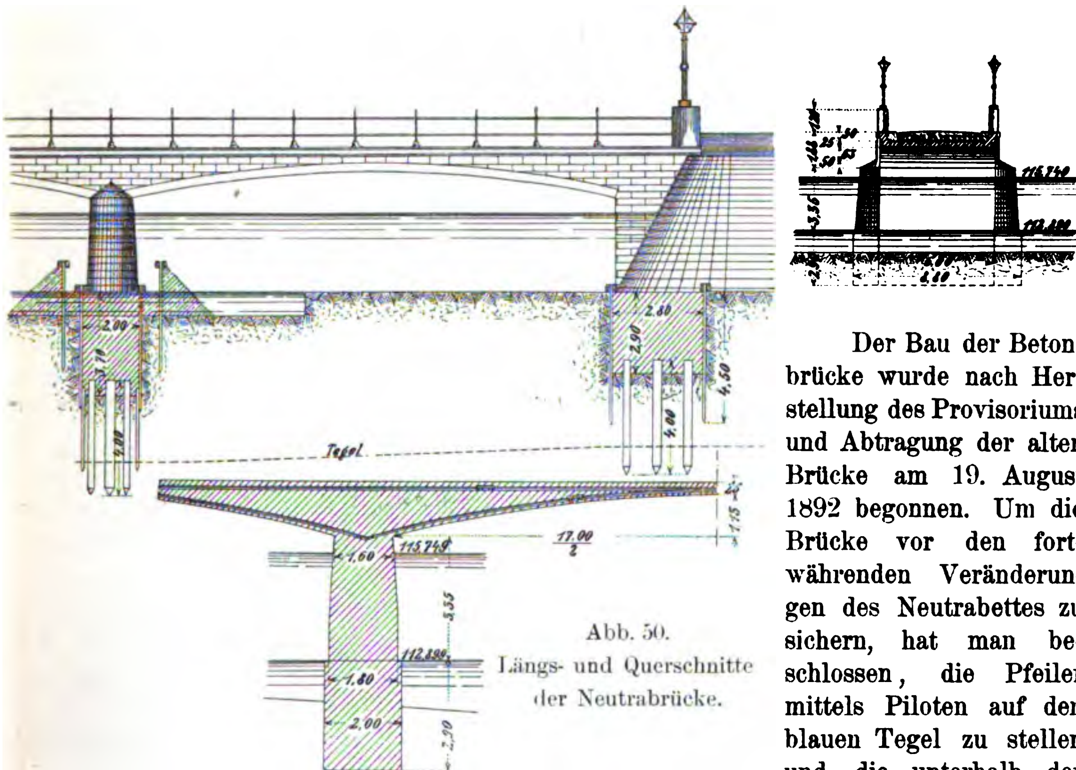


Abb. 50.
Längs- und Querschnitte der Neutrabrücke.

Der Bau der Betonbrücke wurde nach Herstellung des Provisoriums und Abtragung der alten Brücke am 19. August 1892 begonnen. Um die Brücke vor den fortwährenden Veränderungen des Neutrabettes zu sichern, hat man beschlossen, die Pfeiler mittels Piloten auf den blauen Tegel zu stellen und die unterhalb der Pfeiler befindliche Schottermenge durch eine bis zum Tegel reichende Spundwand gegen Auswaschung zu umschließen (Abb. 50). Diese Sicherung der Fundamente hat viel Arbeit und Zeit gekostet. Das erste Fundament beim rechten Uferpfeiler war am 15. September, das letzte am entgegengesetzten Ufer am 1. November betoniert.

Große Schwierigkeiten bereitete das Versetzen der Anker und deren Verbindungseisen infolge des großen Wasser- und Sandzudranges. Diese wurden auf drei, besonders zu diesem Zwecke in die richtige Flucht geschlagene und im Unterkantniveau der Schieber genau abgeschnittene Piloten verlegt. Dann wurden die aus]-Eisen bestehenden 13 Anker einzeln an den Pfählen befestigt. Bei jedem Anker waren 12 Stück, zusammen 144 Stück Schrauben, einzubringen und anzuziehen, und zwar 30 bis 40 cm unter

Wasser, weil dieses ohne vollkommene Auflockerung des Untergrundes nicht ganz auszupumpen war.

Nachdem das Fundament betoniert war, wurde die Schalung des aufgehenden Pfeilers und in dessen obere Kante das mit Pratzen versehene Winkeleisen versetzt, welches den Pfeiler gegen den Eisgang zu schützen hatte. Hierauf folgte die Aufstellung der Lehrbogen des Gewölbes und deren Einschalung. Das aufgehende Mauerwerk der Brückenköpfe und Pfeiler ist aus Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement und 8 Teilen Sand und Schotter erbaut, welcher in 20 cm hohen Schichten gehörig gestampft wurde; vor dem Einbringen der ersten Schicht wurde die Oberfläche des Fundamentbetons aufgerauht, der Schutt weggekehrt, schließlich die Oberfläche mit Zementwasser reichlich begossen. Die Pfeiler wurden nur bis zur Höhe von 50 cm unterhalb des Anlaufes aufgeführt, der übrige Teil ist mit den Gewölben in einem betoniert. Ein Pfeiler hat etwa 34 m³ Beton und ist in fünf Stunden fertiggestellt worden.

Die Montierung der Eisenkonstruktion wurde am 15. Oktober begonnen und hat — eine Unterbrechung von acht Tagen abgerechnet — elf Tage in Anspruch genommen. Als die Eisenkonstruktion eines Gewölbes fertiggestellt war, wurde die Gewölbeschalung unter ihr mit Teerpappe bedeckt, um das Holzwerk gegen die Feuchtigkeit des Betons zu schützen und die Entstehung von Rissen durch das Auftreiben der Schalung zu vermeiden. Der erste Bogen wurde am 24. Oktober betoniert, und zwar ist dessen Beton mit zweierlei Mischung hergestellt; der eigentliche Bogen in der Stärke von 25 bis 30 cm aus 1 Teil Portlandzement und 6 Teilen Sand und Kies, während die Nachbetonierung aus 1 Teil Portlandzement und 8 Teilen Sand und Kies besteht. Das Betonieren wurde von den beiden Schultern eines Gewölbes gleichzeitig begonnen und in der Mitte geschlossen. Die einzelnen Schichten sind nach zwei Richtungen gestampft; nämlich senkrecht auf die Bogenfläche (von oben nach unten) und senkrecht zur Ebene der Gewölberadien (von der Seite). Auf das gehörige Unterstampfen der Untergurte der Eisenkonstruktion wurde besondere Aufmerksamkeit verwendet. Die Arbeit war derartig eingeteilt, daß jeder Bogen an einem Tage vollkommen hergestellt war und so einen einzigen Klotz bildet. Die Oberfläche des Gewölbes hat gegen die Pfeiler ein sanftes Gefälle erhalten, und die Schnittlinien dieser Flächen setzen sich zum Zwecke der Wasserableitung in Eisenröhren durch die Brüstungsmauern ins Freie fort.

Die Gewölbe sind mit einer doppelten Lage von Asphaltpappe abgedeckt, welche mit einer dünnen Schicht von Holzzement verbunden sind. Auf der Pappe liegt der Straßenkörper, welcher aus einer 15 cm starken Lage ungereuteten Schotters, dann aus 15 cm Bruchstein-Straßengrundlage, endlich aus 15 cm Schlägelschotter hergestellt ist. Als am 4. November das letzte Gewölbe geschlossen und auch die Parapetmauern fertiggestellt waren, wurde sofort zur Herstellung des Straßenkörpers und Geländers geschritten, so daß die Brücke am 12. November in verkehrsfähigem Zustande war.

Nunmehr wurden der obere Teil des Gerüstes abgetragen und die Stirnwände und Pfeiler ausgeschalt; alle diese Schalungen waren so hergerichtet, daß ihre Abtragung ohne Berührung des Gewölbelehrgerüstes möglich war.

Die Eisenbetongewölbe blieben, vom Tage der Herstellung des letzten derselben an gerechnet, durch 30 Tage eingerüstet, und die Keile der Lehrbogen sind am 5. und 6. Dezember ausgeschlagen worden. Die Ausgerüstung wurde bei den mittleren zwei Gewölben begonnen und nach den Ufern fortgesetzt.

Der Bau der im ganzen 115,1 m langen und 6 m breiten Brücke hat vier Monate gedauert; wenn wir hiervon die auf die Pilotierung der Fundamente verwendeten fünf

Wochen abziehen, so ergibt sich die eigentliche Bauzeit der Brücke mit zwölf Wochen. Während dieser Zeit ist in den Fundamenten 367 m^3 Aushub unter Wasser erstellt worden; die gesamte Betonarbeit hat 1029 m^3 betragen; die eingebaute Eisenkonstruktion wiegt 40 000 kg.

Von Interesse sind die Beobachtungen, welche über die Einsenkungen der Gewölbe bei der Ausschalung angestellt worden sind. Die unten folgenden Ausmaße sind Resultate eines genauen Nivellements, welches auf beiden Brüstungen vor und nach der Ausschalung der Bogen vorgenommen wurde. Danach senkte sich der Scheitel der Gewölbe infolge der Ausrüstung, vom rechten Ufer gerechnet:

im I.	Bogen,	welcher	43	Tage	eingeschalt	war,	um 2 mm
„ II.	„	„	41	„	„	„	„ 6 „
„ III.	„	„	40	„	„	„	„ 12 „
„ IV.	„	„	36	„	„	„	„ 14 „
„ V.	„	„	32	„	„	„	„ 17 „
„ VI.	„	„	31	„	„	„	„ 15 „

Bevor die Eisenbetonbrücke dem Verkehr übergeben wurde, ist sie vom 2. bis 6. Januar 1893 einer Probebelastung unterzogen worden, welche unter der Leitung des Königl. Oberingenieurs Albert Szántó stattgefunden hat. Als ruhende Belastung ist eine Schotterschicht von 27 cm Stärke auf die ganze Fahrbahn und die Brüstungsmauern ausgebreitet worden, was einem Gewicht von 400 kg/m^2 entspricht. Nach Abnahme der ruhenden Last ist noch eine Probe mit mobiler Last vorgenommen worden, als welche zwei nebeneinanderfahrende, mit Wasser gefüllte Lokomobilen benutzt wurden. Diese wurden von je fünf Pferden gezogen und hatten 6,5 t Gewicht, 2 m Achsenentfernung und 1,6 m Spurweite, sowie 5,8 t Gesamtgewicht, 2 m Achsenentfernung und 1,67 m Spurweite.

Zur Beobachtung der Einsenkungen der Gewölbe und etwaiger Bewegungen der Pfeiler waren in jedem Drittel, dann in der Mitte der Bogen, auf beiden Seiten und bei den oberen Enden der Pfeiler Schiebermaßstäbe mit senkrechter bezw. wagerechter Bewegung angebracht. Die ruhende Belastung wurde derartig bewerkstelligt, daß zuerst die eine Hälfte der Spannweite bei sämtlichen Gewölben belastet wurde; dann ist der Schotter vom 2., 4. und 6. Felde auf die unbelastete Hälfte der 1., 3. und 5. Öffnung umgeworfen worden, so daß diese drei Gewölbe voll belastet, die anderen ganz entlastet waren. Endlich ist durch Umlegung des Schotters das 2., 4. und 6. Feld belastet worden, unter gleichzeitiger Entlastung der anderen drei Felder. Aus den in den folgenden Belastungstabellen zusammengestellten Resultaten sehen wir, daß die größte vorübergehende Durchsenkung der Gewölbe 3,5 mm oder rund $^1/_{5000}$ der Spannweite, die bleibende Einsenkung hingegen als Größtwert 0,8 mm oder $^1/_{20000}$ der Spannweite betragen hat.

I. Jedes Feld zur Hälfte belastet.

Öffnung	Seite	Durchbiegung in Millimetern		
		erstes Drittel	Mitte	zweites Drittel
I	rechts	1,5	1,0	0,5
	links	1,8	1,0	0,8
II	rechts	1,2	0,5	0,0
	links	0,8	0,0	0,0
III	rechts	1,8	1,0	0,0
	links	0,5	0,5	0,3

Öffnung	Seite	Durchbiegung in Millimetern		
		erstes Drittel	Mitte	zweites Drittel
IV	rechts	0,5	0,0	0,0
	links	0,2	0,0	0,0
V	rechts	0,5	0,0	0,0
	links	0,0	0,0	0,0
VI	rechts	0,5	0,0	0,0
	links	0,2	0,0	0,0

II. Unter voller Belastung, bei gleichzeitiger Belastung jedes vorangehenden und folgenden zweiten Feldes, dann bei der mobilen Belastung.

Öffnung	Seite	Durchbiegung im Scheitel in Millimetern				Anmerkung
		bei der ruhenden Belastung		bei mobiler Belastung		
		vorübergehend	bleibend	vorübergehend	bleibend	
I	rechts	1,2	0,8	1,2	0,0	Bei den Pfeilern wurde infolge der Belastung weder eine Senkung, noch eine Ausbiegung beobachtet.
	links	2,0	0,2	2,6	0,0	
II	rechts	0,8	0,2	1,2	0,0	
	links	0,8	0,0	1,2	0,0	
III	rechts	2,8	0,2	3,5	0,0	
	links	1,5	0,5	1,5	0,0	
IV	rechts	0,8	0,0	1,0	0,0	
	links	1,5	0,5	2,8	0,0	
V	rechts	1,5	0,5	1,5	0,0	
	links	1,0	0,4	0,8	0,0	
VI	rechts	0,8	0,2	1,0	0,0	
	links	1,0	0,2	1,0	0,0	

Nachdem diese Durchbiegungen unter dem Gestatteten bleiben, und weil infolge der Belastung sich an den Gewölben und Pfeilern weder Risse noch sonstige derartige Erscheinungen zeigten, welche mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der Brücke zu Befürchtungen Anlaß gegeben hätten oder zu beanstanden gewesen wären, wurde die Brücke am 18. Januar 1893 dem Verkehr übergeben. Ein Lichtbild dieser Brücke gibt die Abb. 51.

Im gleichen System ausgeführt ist die im Jahre 1897 in Sarajevo erbaute Kaiserbrücke.

Der Bogen hat eine Lichtweite von 25,36 m bei 2,54 m Pfeilhöhe. Fundamente und Widerlager sind aus Stampfbeton, die Sichtflächen mit Kalksteinquadern verkleidet.

Die Brückenbreite beträgt 11,65 m, wovon auf die Fahrbahn 7,25 m und je 2 m auf die Gehwege entfallen.

Das Gewölbe hat am Scheitel 30 cm Stärke. Der Obergurt der Eisenkonstruktion ist horizontal, der Untergurt nach der Gewölbeleibung ausgebildet. Die Eisenkonstruktionseinlagen sind in Entfernungen von 60 cm angeordnet und das Gesamtgewicht

der Eisenkonstruktion beträgt 33,3 Tonnen. Die Einzelheiten sind aus der Abb. 52 zu entnehmen.

Eine ausführliche Beschreibung dieses Brückenbaues findet sich in der Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1898, Nr. 36 vom Dipl.-Ing. Josef Schustler. Von anderen Brücken nach diesem System, welches hauptsächlich in Ungarn festen Fuß gefaßt hat, seien erwähnt eine Straßenüberführung bei Preßburg von 25,60 m Spannweite und eine von der Gesellschaft „Keppich-Eisenbeton“ beim neuen Hauptbahnhof in Wiesbaden ausgeführte Straßenüberführung von 30 m Spannweite, 2 m Pfeil- und 15 m nutzbarer Fahrbahnbreite.



Abb. 51. Neutrabrücke bei Neuhäusel.

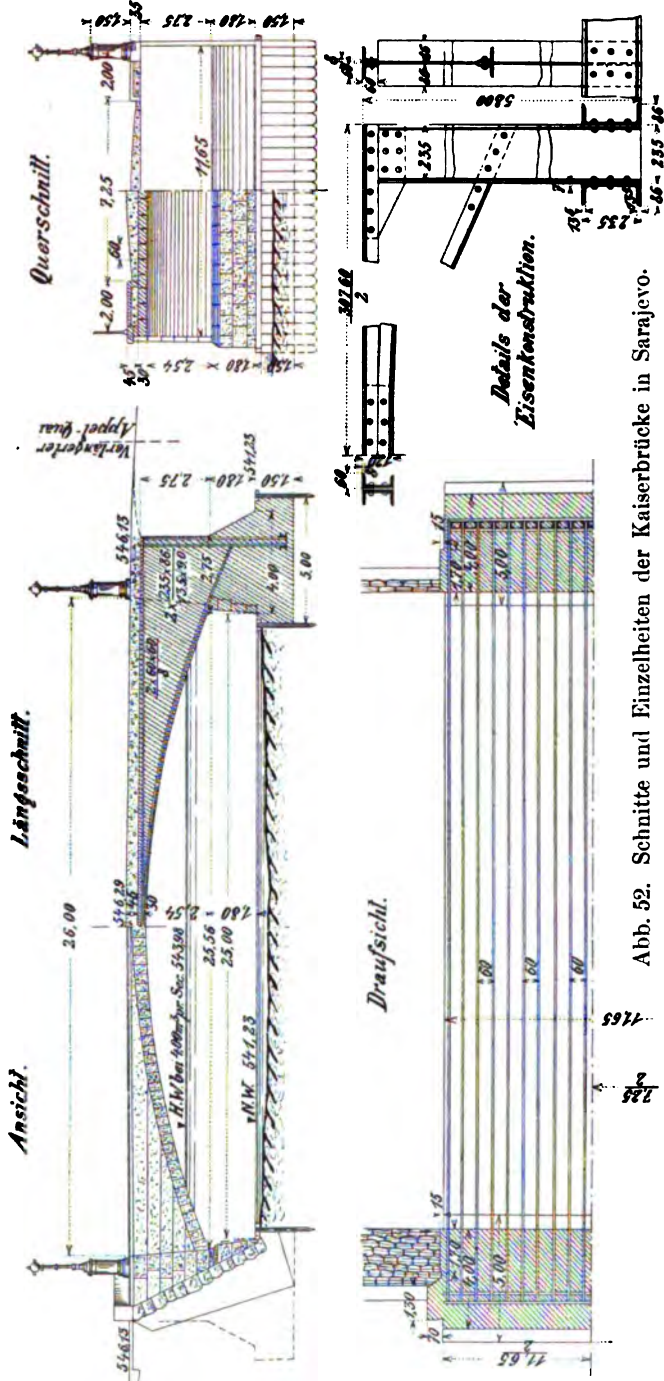


Abb. 52. Schnitte und Einzelheiten der Kaiserbrücke in Sarajevo.

Brücken nach System Melan.

Diese Bauweise ist dadurch gekennzeichnet, daß die Betonbogen durch einzelne eiserne Bogenrippen verstärkt sind. Diese Bogenrippen wurden ursprünglich und werden auch heute noch bei kleinen Objekten aus I-Trägern hergestellt, während bei Brückenausführungen von größerer Spannweite Gitterträger als Einlagen zur Verwendung kommen, welche entsprechend der Form des Gewölbes gebaut sind. Bei dieser Bauweise werden sehr oft die Rippen gleichzeitig dazu verwendet, die Schalung während der Arbeitsherstellung zum Teil zu tragen. Es wird dadurch nicht nur ermöglicht, das Lehrgerüst in schwächeren Ausmaßen zu halten, sondern das Eisen erhält durch die teilweise aufgehängte Schalung auch eine gewisse Anfangsspannung und entlastet dadurch, relativ genommen, den Beton und ermöglicht die gleichzeitige Ausweitung der zulässigen Spannungen im Eisen und im Beton.

Ein hervorragendes Beispiel für eine derartige Ausführung ist die Schwimmschulbrücke in Steyr,[1]) bei der sowohl Gelenke, als auch Bogenarmierung gleichzeitig vorkommen und die das erste Objekt solcher Art sein dürfte.

Seitens der Stadtgemeinde Steyr wurden Angebote für eine eiserne Fachwerkträgerbrücke und für eine gewölbte Eisenbetonbrücke eingeholt. Die Lichtweite wurde zu 42 m, die Fahrbahnbreite zu 6 m festgesetzt. Für die gewölbte Brücke wurde die zulässig tiefste Lage der Kämpfer mit 1,50 m unter dem Hochwasser vom Jahre 1897 festgesetzt, dabei aber eine Hebung der Straße an den beiden Ufern um rund 1 m und eine Ansteigung der Straße gegen die Brückenmitte von höchstens 8 vH. zugestanden. Hinsichtlich der anzunehmenden Belastung waren die für Straßenbrücken I. Klasse geltenden Vorschriften zu berücksichtigen. Die Angebote für eine eiserne Parallelträgerfachwerkbrücke und für eine Eisenbetonbrücke nach dem System Melan wiesen nur geringfügige Kostenunterschiede auf — die Offerte auf die Eisenbetonbrücke lautete auf 30 390 fl. —, und da für die letztere Ausführungsweise gegenüber einer Eisenkonstruktion überdies sowohl das ästhetische Moment wie auch die Ersparnis an den Erhaltungskosten sprach, so entschied sich die Stadtvertretung für die gewölbte Brücke, obwohl damals (1897) noch kein derartiges Bauwerk von annähernd ähnlichen Verhältnissen zur Ausführung gebracht worden war.

Der Gewölbebogen erhielt nach den Abmessungen an der fertigen Brücke eine lichte Spannweite von rund 42 m, eine Stützweite von 42,4 m, und es beträgt dabei seine lichte Pfeilhöhe bei einer Temperatur von 15° C. bloß 2,617 m. Der Radius der Bogenleibung ist rund 85 m. Bei diesen Verhältnissen war es geboten, das Gewölbe als Dreigelenkbogen auszuführen, um allfällige Verschiebungen der Widerlager, die bis zu einem gewissen Grade zu gewärtigen waren, sowie den Einfluß der Temperaturänderungen für das Gewölbe selbst unschädlich zu machen. Die Stärke des Stampfbetongewölbes beträgt im Scheitel 0,60 m, in den Kämpfern 0,70 m mit einer Anschwellung in den Mitten der beiden Gewölbehälften auf 0,80 m (Abb. 53). Zur Aussteifung des Gewölbes dienen eiserne Dreigelenk-Gitterbogenträger, die im gegenseitigen Abstande von 1 m liegen und untereinander an sechs Stellen durch leichte Winkeleisen-Querrahmen verbunden sind. Die Gurtungen der Bogenträger bestehen aus je zwei Winkeleisen $\frac{120 \times 120}{15}$ mm mit Verstärkung durch aufgenietete Flacheisen (250 × 12 mm) in der Nähe der Kämpfer- und Scheitelgelenke (Abb. 53). Die Träger haben im Scheitel

[1]) Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1898, 23. Dezember.

und an den Kämpfern 0,50 m, im Viertel der Spannweite 0,70 m Höhe. Das Flacheisen-Gitterwerk besitzt durchaus gleichen Querschnitt (90 × 10 mm) und ist durch radial gestellte Winkeleisen $\frac{65 \times 65}{7}$ mm ausgesteift. Die Bogen wurden in je sechs Stücken angeliefert, die bei der Aufstellung durch Verlaschung der Gurte zusammengefügt wurden. Die Lager haben 80 mm starke Gelenkzapfen und sind aus Stahlguß ange-

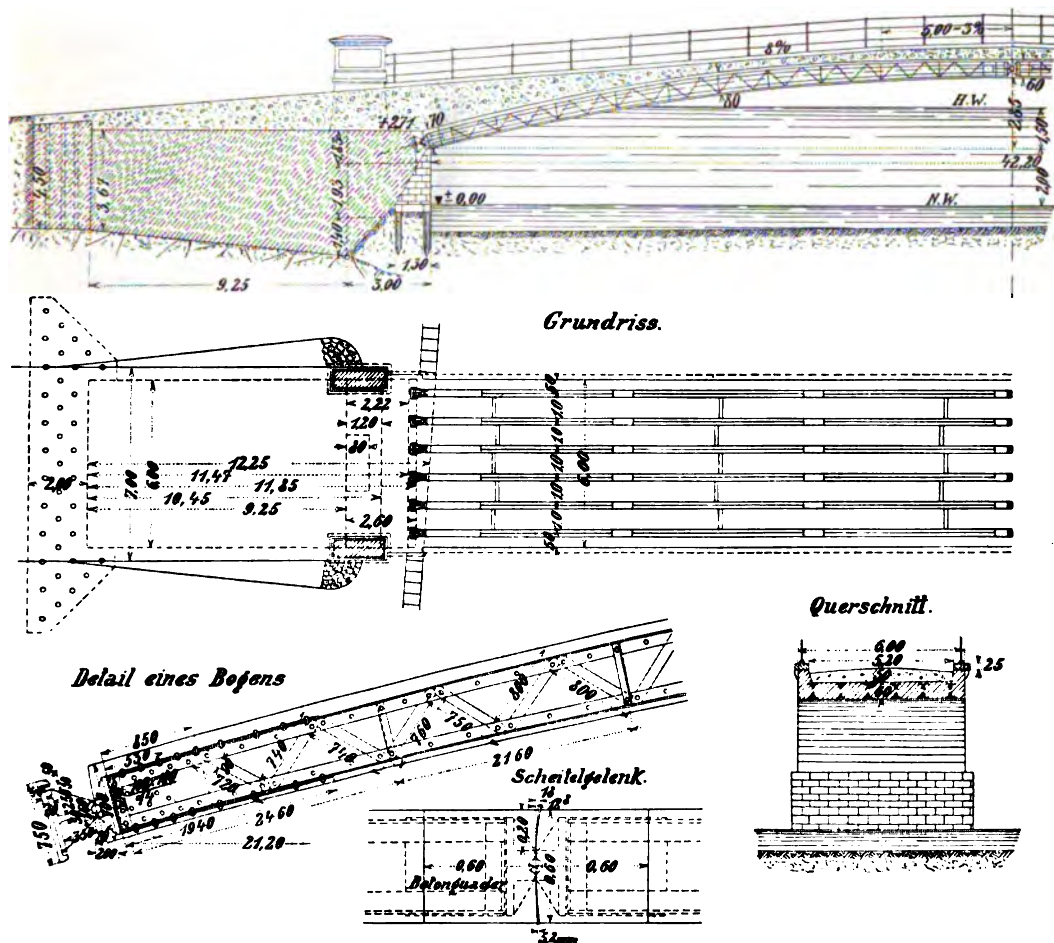


Abb. 53. Schnitte und Einzelheiten der Steyrflußbrücke.

fertigt; nur die auf den Widerlagern aufgesetzten Lagerkörper sind aus Gußeisen auf stählerner Lagerplatte. Ein Bogenträger enthält 6007 kg Flußeisen, 602 kg Gußstahl und 357 kg Gußeisen; die gesamte Eisenkonstruktion einschließlich der Querrahmen wiegt 37,1 t Flußeisen, 3,6 t Gußstahl und 2,1 t Gußeisen. Das Flußeisenmaterial wurde von der Kladnoer Hütte geliefert, und die Qualitätsproben ergaben 39,5 bis 44 kg/mm² Zugfestigkeit bei 30 bezw. 26,5 vH. Längendehnung und eine Spannung an der Elastizitätsgrenze von 23,8 bis 27,2 kg/mm². Die Anarbeitung der Eisenkonstruktion erfolgte durch die Firma J. Biro in Wien.

Die Gelenke im Gewölbe sind nach dem Beispiel einiger von Köpcke in Sachsen erbauten Brücken in der Art gebildet, daß im Scheitel und in den Kämpfern Beton-

quadern angeordnet wurden, die sich mit zylindrischen Lagerflächen von etwas verschiedenem Krümmungshalbmesser berühren. Die Halbmesser wurden groß genug gewählt, um an der Berührungsstelle unzulässige Pressungen im Beton zu vermeiden, überdies sind die Gelenkquader mit besonderer Sorgfalt und in gutem Mischungsverhältnis (1 : 4) bereits in den Wintermonaten hergestellt und an den Berührungsflächen fluatiert worden. Es war ferner beabsichtigt, zwischen die Gelenkquadern zur besseren Druckverteilung und Ausgleichung von Unebenheiten einen 10 cm breiten und 2 mm dicken Bleistreifen einzulegen. Leider wurden diese Bleiplatten nicht rechtzeitig an die Baustelle geliefert, und da die Arbeit drängte, so behalf man sich mit einer 10 cm breiten Einlage aus 4 mm dicken Asbestplatten, was sich aber wegen der Zusammendrückbarkeit dieses Materials nicht als zweckmäßig erwiesen hat. Die Quadern erhielten eine Breite von 50 cm, und es verblieben daher zwischen jedem Quader und den benachbarten Bogenträgern Zwischenräume von je 25 cm Breite, welche unter Zuhilfenahme von Asbestplatteneinlagen in den Gelenkfugen mit Beton ausgestampft wurden.

Die Herstellung des Gewölbes erfolgte in der Art, daß zuerst die Gelenkquadern *a* (Abb. 54) in den Kämpfern und im Scheitel versetzt und in richtigen Kontakt gebracht wurden. Anschließend hieran konnten die Widerlagerstücke *b* unter Benutzung einer nach dem Radius der Kämpferquadern gekrümmten Schalung eingestampft werden. Hierauf begann die Betonierung des Bogens, und zwar gleichzeitig von den Kämpfern und vom Scheitel aus. Die Lücken *c* blieben hierbei vorläufig ausgespart, wozu im Scheitel wieder eine nach Form der Gelenkquadern gekrümmte Schalung verwendet wurde. Erst nach vollständiger Ausführung des Bogens sind diese Lücken durch Ausstampfen mit Beton geschlossen worden, nachdem vorher in Übereinstimmung mit den Gelenkfugen Asbestplatten eingelegt worden sind. Da die Betonierungsarbeiten mit vier Mischpartien nicht ununterbrochen durchgeführt, sondern nachts ausgesetzt wurden, so mußte das Gewölbe stückweise hergestellt werden, und zwar geschah dies in über die ganze Gewölbebreite reichenden Streifen, die radial abgeschalt wurden. Der Gewölbebeton wurde in dem Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 angefertigt.

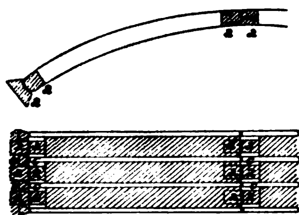


Abb. 54. Betonierungsschema der Steyrflußbrücke.

Die Widerlager bestehen je aus einem 12 m langen Betonklotz, dessen unter 1 : 3 geneigte Fundamentfläche projektgemäß bis auf 3,5 m unter Null reichen sollte. In Wirklichkeit sind aber die Widerlager, namentlich jenes am linken Ufer, wo Fels angetroffen wurde, etwas weniger tief geführt worden und dadurch etwas schwächer ausgefallen.

Noch ist zu erwähnen, daß in den beiden Stirnmauern und den diese bekrönenden Deckplatten sowohl über dem Gewölbescheitel, als auch im Anschluß an die Widerlager, hier allerdings durch Lisenen gedeckt, offene Fugen gelassen wurden, um die Bewegungen des Bogens für die Stirnmauern unschädlich zu machen.

Die Widerlager waren Ende März fertiggestellt worden, worauf das Lehrgerüst errichtet und die Eisenbogen aufgestellt wurden. Dem Lehrgerüst war über der Bogensehne von 42 m Länge eine Bogenpfeilhöhe von 2,85 m gegeben worden. Die Betonierung des Gewölbes begann am 2. Mai und wurde am 4. Mai vollendet. Das erste Ablassen des Gewölbes wurde bereits am 23. Mai vorgenommen, und dabei stellte sich (die 50 mm-Senkung während der Ausführung darin inbegriffen) innerhalb dreier Tage eine Scheitelsenkung von 100 mm heraus, welche sich nach Aufbringung der Stirnmauern und des größten Teiles der Überschüttung nach weiteren drei Tagen auf

130 mm vergrößerte. An den Widerlagern ließ sich keine Verschiebung feststellen. Da die Senkung infolge der elastischen Zusammendrückung des Bogens unter Zugrundelegung eines Elastizitätskoeffizienten von 100 000 kg für 1 cm² für den noch frischen Beton bloß 70 mm betragen sollte, so kommen weitere 60 mm auf Rechnung der bleibenden Zusammendrückung, die sich teils durch die Kompression des verhältnismäßig noch frischen Zementvergusses unter den Kämpferquadern und unter den Lagerplatten, teils durch die Zusammendrückung der Fugen zwischen den Einlagblechen in den Gelenken der eisernen Bogenträger, sowie der Asbestplatten zwischen den Gelenkquadern erklären läßt. Der Senkung von 60 mm entspricht eine Verkürzung des ganzen Bogens um rund 15 mm.

Um dem Gewölbebeton noch etwas längere Zeit zur Erhärtung zu geben, wurden die Keile des Lehrgerüstes wieder angezogen; das gänzliche Ausschlagen der Keile und das Abtragen des Lehrgerüstes erfolgte am 13. Juni.

Hierbei wurde bis zum nächsten Tage eine weitere Senkung des Bogenscheitels um rund 30 mm gegenüber der Höhenlage am 30. Mai festgestellt. Die Temperaturwirkung, welcher für 1° C. Erwärmung des Bogens eine Scheitelhebung von rund 2 mm entspricht, kam dabei in nennenswerter Weise nicht zur Geltung, da sich seit der Herstellung des Gewölbes dessen Wärmezustand nicht merkbar geändert haben konnte. Die Senkungen dauerten, wenn auch in abnehmendem Maße, bis zum 23. Juni fort. Dabei herrschte anhaltendes Regenwetter und stieg das Wasser der Steyr am 21. Juni bis auf 1,8 m über Null. Am 23. Juni war die gesamte Senkung des Gewölbescheitels seit dem ersten Ablassen auf 80 mm angewachsen. Da im Gewölbe und in den Eisenbogen das Material gewiß nicht über die Elastizitätsgrenze angestrengt ist und auch der Gewölbebeton sich bereits als sehr gut erhärtet erwies, so ist man versucht, diese nachträgliche Senkung durch eine, wenn auch bloß geringe Bewegung der Widerlager zu erklären. Leider war es infolge des Hochwassers nicht möglich gewesen, verläßliche Beobachtungen an den Widerlagern zu machen, und wird seitens der bauführenden Ingenieure in bestimmter Weise die Ansicht vertreten, daß an den Widerlagern keine Bewegungen stattgefunden haben. Bei dem außerordentlich flachen Bogenpfeil würde aber eine Horizontalverschiebung eines jeden Widerlagers um kaum 10 mm genügen, um eine Scheitelsenkung von 80 mm hervorzurufen. Das allmähliche Aufhören der Bewegung ließe sich ganz gut durch den Umstand erklären, daß der aus Schotter bestehende Boden unmittelbar hinter den Widerlagern durch das Herausziehen der Pölzungshölzer etwas aufgelockert worden war, so daß erst wieder eine Verdichtung eintreten mußte, bis den in den Rückenflächen der Widerlager wirksamen Pressungen Widerstand geleistet werden konnte. Die statische Untersuchung der Widerlager mit Zugrundelegung der Ausführungsmaße ergibt nämlich beim linken Widerlager für die mit 460 kg für 1 m² vollbelastete Brücke einen größten Druck auf die geneigte Sohlenfläche von 3,5 kg cm², wogegen an der senkrechten Fläche ein Druck von 4,5 kg/cm² auftritt. Dabei wurde die Reibung an der Sohlenfläche mit dem 0,38fachen des Normaldruckes angenommen. Die Pressung an der Rückenfläche erhöht sich bei dem größten Hochwasser und bei vollkommenem Auftrieb auf 5 kg cm². Für das rechte, etwas tiefer fundierte Widerlager gelten ähnliche, etwas geringere Zahlen; es betragen hier die Pressungen bei Niedrigwasser an der Sohlenfläche 3,5 kg/cm², an der Hinterfläche 3,8 kg/cm² bezw. 4,2 kg/cm² bei größtem Hochwasser. Wenn nun auch diese Drücke für den dicht und mächtig gelagerten groben Schotter keine zu hohen sind, was daraus hervorgeht, daß in lotrechter Richtung keine Senkungen der Widerlager zu beobachten waren, so ist es doch nicht unwahrscheinlich, daß für die Horizontalkräfte in dem durch

den Aushub etwas gelockerten Boden anfänglich, und namentlich bei gleichzeitigem hohen Wasserstande nicht der erforderliche Widerstand vorhanden war. Vom 23. Juni an war aber der Bogen vollkommen zur Ruhe gelangt, und konnte eine weitere Zunahme der Senkung nicht festgestellt werden, dagegen machten sich die täglichen Wärmeschwankungen in der Art geltend, daß der Bogenscheitel bei warmem Wetter tagsüber sich um 2 bis 3 mm hob und während der Nacht um ebensoviel wieder senkte. Dessenungeachtet wurde, um gegen alle Fälle gesichert zu sein, der Beschluß gefaßt, die Widerlager an der Rückseite noch entsprechend zu verstärken; vorher aber sollte die vorgeschriebene Belastungsprobe durchgeführt werden.

Diese fand am 14. Juli unter der Leitung des Herrn k. k. Statthaltereioberingenieurs R. Wiesmayer statt und dabei wurde die Brückenfahrbahn mit Eisenflossen und Pflasterwürfel im Gesamtgewicht von 116 t, entsprechend einer gleichmäßig verteilten Last von 460 kg/m² belastet.

Die Senkung, die sich einige Stunden nach Aufbringung der totalen Belastung herausstellte, betrug im Bogenscheitel 39 mm. Es herrschte Regenwetter, und die Temperatur hielt sich tagsüber ziemlich unverändert auf 10° R. Um dann auch die Wirkung einer halbseitigen Belastung zu erheben, wurde die Belastung der einen Bogenhälfte abgeräumt. Hierbei vergrößerte sich die Einbiegung in der Mitte der belasteten Bogenhälfte um 5 mm, wogegen sich die Mitte der unbelasteten Bogenhälfte um 15 mm hob. Nach vollständiger Entlastung der Brücke stieg bis zum nächsten Tage der Bogenscheitel wieder um 17 mm in die Höhe, und es verblieb sonach eine Einsenkung von 22 mm, welche sich durch eine Widerlagerverschiebung um 2 bis 3 mm infolge einer weiteren Zusammendrückung der dahinter befindlichen Schottermassen erklären ließe. Mit den vorhandenen Meßvorrichtungen konnte jedoch eine solche Verschiebung mit Sicherheit nicht festgestellt werden.

Obwohl auf Grund dieses Belastungsergebnisses behördlicherseits keine weitere Anforderung gestellt und der Benutzungskonsens erteilt wurde, erachtete es die den Bau mit großer Sorgfalt ausführende Unternehmung Pittel u. Brausewetter doch für geboten, noch alle jene Ergänzungsarbeiten vorzunehmen, welche eine vermehrte Gewähr für den dauerhaften Bestand der Brücke geben konnten. Nach den Bewegungen, die an der Brücke vorgekommen sind, erschien es zweifelhaft, ob hierdurch nicht die aus einer glattgeriebenen Zementmörteldecke bestehende Abdeckungsschicht über dem Gewölbe an irgend einer Stelle schadhaft geworden wäre, und es wurde daher beschlossen, den Gewölberücken durch Abräumung der Überschüttung nochmals freizulegen, um sich vom Vorhandensein etwaiger Risse in der Abdeckungsschicht zu überzeugen. Der Befund ergab, daß die Zementabdeckung in ganz unversehrtem Zustande war; dessenungeachtet wurde beschlossen, über der Zementdecke noch eine 20 mm starke Schicht Naturasphalt aufzubringen, um dadurch die weitergehende Sicherheit bezüglich einer wasserdichten Abdeckung zu gewinnen.

Was die in Aussicht genommene Widerlagerverstärkung betraf, so hätte eine Verlängerung der Widerlager in Mauerwerk beziehungsweise Stampfbeton, da eine Freilegung in der ganzen Breite der Rückenflächen unzulässig war, nur schlitzweise in schmalen Partien erfolgen können, und selbst da war die Gefahr, durch den Aushub der Schlitze weitere Bewegungen hervorzurufen, nicht ausgeschlossen. Man entschied sich daher, nachdem auch die Idee des bloßen Einrammens von Verdichtungspfählen fallengelassen worden war, dazu, eine Festigung der unmittelbar hinter den Widerlagern befindlichen Schotterpartien in ihrer natürlichen Lagerung durch eine Infiltration derselben mit Zementmilch herbeizuführen. Zu diesem Zwecke wurde ein ungefähr

6 cm weites eisernes Rohr, das unten eine massive gestählte Spitze aufgesteckt hatte, mittels eines Schlagwerks für Rohrbrunnen mindestens 4,5 m tief eingerammt. Um das Bersten des Rohres beim Einrammen zu verhindern, war zwischen das Rohrende und die Spitze ein Bleiring eingelegt worden. Nachdem das Rohr die erforderliche Tiefe erreicht hatte, wurde es um etwa 20 cm in die Höhe gezogen und sodann am oberen Ende mit einem Verschlußstück versehen, durch welches aus einem entsprechend hochstehenden Behälter dann auch mit einer Druckpumpe Zementmilch in das Rohr eingelassen wurde. Diese Manipulation wurde unter gleichzeitig fortgesetztem Heben des Rohres so lange wiederholt, bis die Aufnahmefähigkeit des vom Rohre in dem Boden hinterlassenen Loches erschöpft war.

In dieser Art wurden hinter jedem Widerlager je 37 solche Bohrlöcher in einem gegenseitigen Abstande von etwa 0,7 m und in der aus Abb. 50 ersichtlichen Grundrißanordnung erstellt. Für jedes Loch wurden 30 bis 70 l Wasser und 40 bis 100 kg Portlandzement aufgewendet. Da der Boden ganz aus schotterigem Material, teilweise aus reinem Schotter besteht, ist anzunehmen, daß ein ziemlich zusammenhängender Block aus einem, wenn auch minderwertigen Beton erzeugt wurde, der jedenfalls imstande ist, den im ungünstigsten Falle auftretenden größten Druck von 5 kg/cm² aufzunehmen und durch die nunmehr verbreiterte Rückenfläche in vermindertem Maße auf den nicht verdichteten Boden zu übertragen. Am 20. August war diese Arbeit beendigt, und die Brücke wurde dem Verkehr übergeben. Die seither fortgesetzten Beobachtungen ließen auch während der bereits vorgekommenen höheren Wasserstände nur solche Bewegungen des Gewölbescheitels erkennen, welche durch die Wärmeschwankungen hervorgerufen wurden.

Die Ermittlung der im Brückengewölbe auftretenden Spannungen hat zu den folgenden Ergebnissen geführt: Der Stützweite von 52,40 m entspricht nach der Ausführung eine Pfeilhöhe von 2,65 m. Bezeichnet für 1 m Gewölbebreite H den Horizontalschub, V den Vertikaldruck im Kämpfer, $K = \sqrt{H^2 + V^2}$ den Kämpferdruck, so ergibt sich unter Zugrundelegung eines spezifischen Gewichtes von 2,4 für den Beton und von 1,7 für die Überschüttung:

1. für das Eigengewicht des Gewölbes allein $H = 161$ t, $V = 40{,}76$, $K = 166{,}1$;

2. für das Gewölbe samt Überschüttung $H = 234$ t, $V = 66{,}62$, $K = 243{,}3$;

3. einschließlich totaler Belastung mit 460 kg/m² $H = 273$ t, $V = 76{,}37$ $K = 283{,}4$,

4. einschließlich halbseitiger Belastung mit 460 kg/m² $H = 253{,}5$ t, $V = 73{,}93$, $K = 264{,}1$;

5. ferner wird für die Belastung durch einen 12 t schweren Wagen, wenn man sich denselben, auf 1 m Gewölbebreite reduziert, durch zwei im Abstande von 3,6 m befindliche Lasten von je 4 t ersetzt denkt, und für eine Stellung dieses Wagens im Viertel der Spannweite, $H = 250$ t, $V = 72{,}62$, $K = 260{,}3$.

Es beträgt der Gurtungsquerschnitt eines eisernen Bogens $F_2 = 135$ cm² im Scheitel an den Kämpfern $F_2 = 195$ cm², und es werden unter Einführung eines Elastizitätskoeffizienten für Beton $E_1 = 200$ t/cm², für Eisen $E_2 = 2000$ t/cm², also eines Verhältnisses $\nu = E_2 : E_1 = 10$ die nachstehenden auf Betonmaterial reduzierten ideellen Querschnittsgrößen erhalten:

im Gewölbescheitel Querschnittsfläche $F_1 + \nu F_2 = 7350$ cm²,

im Kämpfer Querschnittsfläche $F_1 + \nu F_2 = 8950$ cm²,

im Kämpfer Trägheitsmoment, bezogen auf die ideelle Schwerachse $J = 3928906$ cm⁴,

im Kämpfer Abstand der ideellen Schwerachse von der inneren Leibung $e = 33{,}91$ cm,
im Viertel der Spannweite Querschnittsfläche $F_1 + \nu F_2 = 9350$ cm²,
im Viertel der Spannweite Trägheitsmoment $J = 5\,619\,974$ cm⁴.

Die mit Einführung dieser Querschnittsgrößen für die obigen fünf Belastungsfälle berechneten größten Spannungen im Gewölbebogen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt.

Es werden hiernach nur bei selten vorkommender ungünstigster Belastung die Kantenpressungen im Beton 30 kg/cm² und die Druckspannungen im Eisen 1100 kg/cm² etwas überschreiten. Zugspannungen treten im Gewölbe überhaupt nirgends auf.

	Scheitel		Kämpfer				Im Viertel der Spannweite							
							auf der belasteten Seite				auf der unbelasteten Seite			
			Beton		Eisen		Beton		Eisen		Beton		Eisen	
	Beton	Eisen	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere	obere	untere
			Leibung		Gurtung		Leibung		Gurtung		Leibung		Gurtung	
	Druckspannungen kg/cm²													
Gewölbe auf Schalung liegend. Eigengewicht des Gewölbebogens zur Hälfte von den Eisenbogen getragen	—	596	—	—	427	427	—	—	392	808	—	—	—	—
Ausgerüstete Brücke. Volle Eigengewichtswirkung	21,0	806	12,1	23,3	572	652	10,1	23,2	501	1032	—	—	—	—
Totale Belastung mit 460 kg/m²	26,2	858	15,0	29,0	609	708	11,3	30,6	516	1102	—	—	—	—
Halbseitige Belastung mit 460 kg/m² . .	23,5	831	13,6	26,2	590	680	19,9	17,7	589	987	1,5	36,0	428	1148
Belastung durch einen 12 t-Wagen . . .	23,0	826	13,4	25,8	588	676	28,1	8,7	660	688	3,1	33,8	441	1127

Bei einer nachgewiesenen Druckfestigkeit des Gewölbebetons nach achtwöchentlicher Erhärtung von mindestens 130 kg/cm² ist sonach eine vierfache Sicherheit vorhanden.

Der größte von einem Eisenbogen bei totaler Belastung aufzunehmende Horizontalschub, das ist der Druck im Scheitelgelenk, beträgt vom halben Eigengewicht des Gewölbes als direkter Belastung 80,5 t, jener von der übrigen Belastung $(273 - 80{,}5) \times \frac{1350}{7350} = 35{,}4$ t, zusammen 115,9 t. Der größte Druck im Kämpfer wird ebenso $(83{,}05 + 283{,}4 - 83{,}05) \frac{1950}{8950} = 126{,}7$ t. Für diese Kräfte wurden die Auflager und Scheitelgelenke der eisernen Bogen dimensioniert.

Auf das Betongewölbe kommt bei totaler Belastung und für 1 m Gewölbebreite im Scheitel ein Druck von $273 - 115{,}9 = 157{,}1$ t, im Kämpfer von $283{,}4 - 126{,}7 = 156{,}7$ t.

Die größte Druckbeanspruchung s in den zylindrischen Gelenkflächen berechnet sich nach der Formel $\left(\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}\right)=\frac{16}{9}\pi\frac{s^2}{PE}=5{,}58\frac{s^2}{PE}$. Hierin ist zu setzen $E=200$ t/cm² $=2\,000\,000$ t/m², ferner für das Scheitelgelenk $r_1=2{,}5$ m, $r_2=3{,}5$ m, $P=157{,}1$ t, dies ergibt $s=2654$ t/m² $=265$ kg/cm²; ferner für das Kämpfergelenk ist $r_1=3$ m, $r_2=4$ m, $P=156{,}7$ t, daher $s=2273$ t/m² $=227$ kg/cm².

Diese Belastungen sind nach den Versuchen von Durand-Claye[1]) und Bach[2]) über Druckfestigkeit von Stein- und Betonwürfeln unter schmalen Druckflächen durchaus zulässig und mit ähnlichen Werten auch den ausgeführten sächsischen Brücken zugrunde gelegt worden.

Die Kosten des Brückenbaues beliefen sich insgesamt auf rund 66 000 Kr. — In der Abb. 55 ist ein Lichtbild der fertigen Brücke wiedergegeben.



Abb. 55. Melanbrücke über den Steyrfluß.

Ein anderes Objekt dieses Systems ist die **Brücke über den Jesenicabach bei Reka.**[3])

Mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse wurde von der ursprünglich in Aussicht genommenen Herstellung einer Eisenbrücke, deren Kosten mit 42 000 Kr. veranschlagt waren, Abstand genommen, und nachdem die erforderliche Konstruktionshöhe reichlich vorhanden war, die Erbauung eines gewölbten Objektes aus Eisenbeton nach

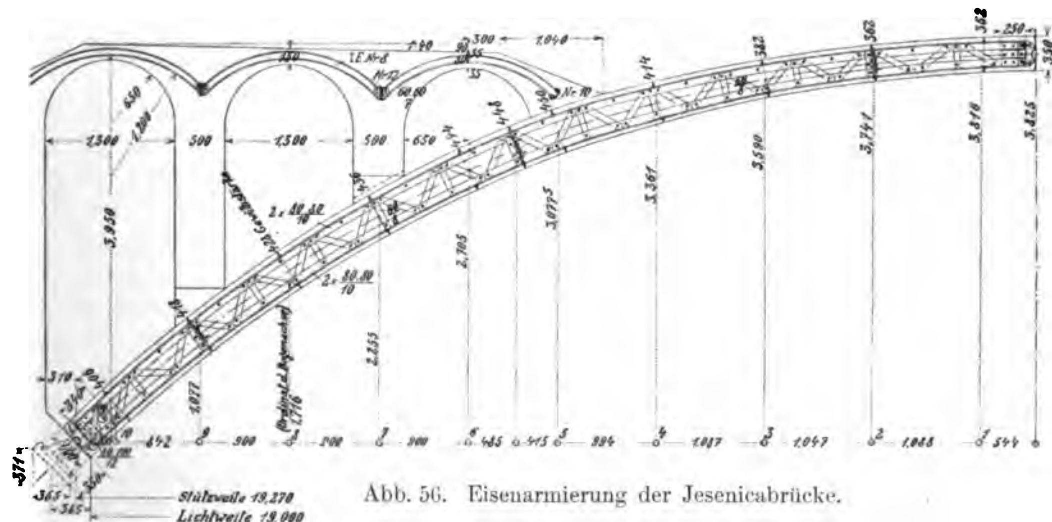


Abb. 56. Eisenarmierung der Jesenicabrücke.

System Melan in Betracht gezogen, in welchem Falle der oben angeführte Betrag sich als ausreichend erwies. Die Lichtweite dieses Objektes beträgt 19 m, die nutzbare Breite

---

1) Annales des ponts et chaussées 1887, II, S. 230.

2) Fortschritte d. Ing. Wiss.: v. Leibbrand, Gewölbte Brücken. Leipzig 1897. S. 12.

3) Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1904, Nr. 37.

der Fahrbahn 5,1 m, und die Tragfähigkeit entspricht den für Brücken ersten Ranges normierten Belastungen, somit einer gleichförmig verteilten Nutzlast von 460 kg/m² bezw. der Last zweier Wagen von 12 t Gesamtgewicht. Behufs Erzielung statischer Bestimmtheit ist das Brückengewölbe mit Scheitel- und Kämpfergelenken versehen, welche bei den Eisenbogen als gewöhnliche Stahlzapfengelenke (Abb. 56), bei dem Gewölbe als Gelenkquadern hergestellt sind, wie dies in der Abb. 57 zu sehen ist. Dabei beträgt die Stützweite 19,270 m und die Pfeilhöhe der Bogenachse 3,825 m. Die Stärke des Gewölbes beträgt 35 cm im Scheitel, 40 cm in den Kämpfern und 45 cm in der Bruchfuge. Die Form des Bogens wurde der Stützlinie für die Vollbelastung mit 460 kg/m² angepaßt und stellt einen Korbbogen dar (Abb. 58). Die in Achsenentfernungen von 1 m angeordneten sechs Stück eisernen Bogenträger besitzen Gurtungen von je zwei Winkeleisen 80 × 80 × 10. Diese

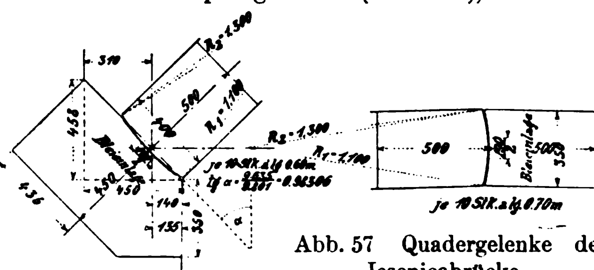


Abb. 57 Quadergelenke der Jesenicabrücke.

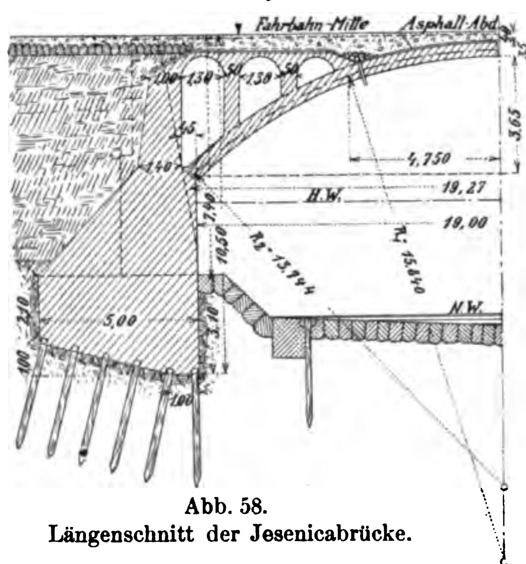


Abb. 58.
Längenschnitt der Jesenicabrücke.

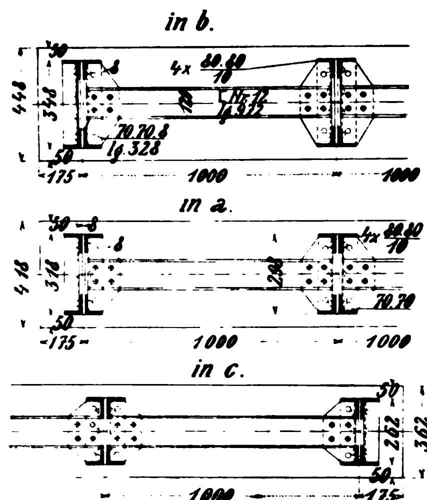


Abb. 59. Querriegel der Jesenicabrücke.

sind im Abstande von 5 cm parallel zu den Gewölbeleibungen geführt und in jeder Gewölbehälfte durch drei Horizontalriegel aus gewalztem **[**-Eisen, Profil Nr. 12, gegenseitig abgesteift (Abb. 59). Zur Entlastung des Gewölbes wurden in den Bogenzwickeln je drei Sparbogen angeordnet, welche eine Scheitelstärke von 15 cm erhielten, und durch gebogene, ebenfalls in Abständen von 1 m liegende **I**-Träger, Profil Nr. 8, versteift wurden.

Die Fahrbahn ist horizontal und besteht aus einer im Scheitel 40 cm hohen Schotterschicht; letztere ist zwischen Betonrandsteinen eingefaßt. Zum Schutze des Gewölberückens wurden Leiss-Zuffer-Isolierplatten verwendet.

Die größte Bodenpressung beim rechten Widerlager, welches auf festen gewachsenen Felsen fundiert ist, wurde mit 5,3 kg/cm² berechnet. Beim linken Widerlager beziffert sich die äußerste Bodenpressung unter Berücksichtigung des vollen Auftriebes, jedoch

bei Vernachlässigung des günstig wirkenden Erddrucks mit 5 kg/cm², wobei indessen die Tragfähigkeit der Piloten nicht weiter in Betracht gezogen wurde.

Für den Stampfbeton wurden folgende Mischungsverhältnisse angewendet:

a) für die Fundamente der Flügelmauern und für jene der Widerlager bis auf eine Höhe von 4 m über der Sohle des linken Widerlagers 1 : 3 : 5 (Zement zu Sand zu Schotter) unter Verwendung von Klaubsteineinlagen bis zu 25 vH., Klaubsteine bis zur Kopfgröße;

b) für die Widerlager, von dem angeführten Niveau nach aufwärts, 1 : 2 : 5;

c) für den Gewölbebogen und die Entlastungsgewölbe 1 : 2 : 3;

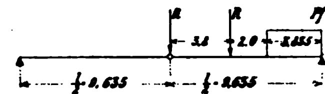
d) für die Betonquadern 1 : 3 (Zement zu Kies und Sand).

Bezüglich der statischen Berechnung wird folgendes angeführt:

Das Gewölbe wurde als elastischer Bogen mit drei Gelenken berechnet und hierbei sowohl die gleichmäßig verteilte Last von 460 kg/m², als auch der Raddruck nebst Pferdelast nach Maßgabe der ermittelten Lastscheiden in Betracht gezogen. Die ungünstigste Wagenstellung ist die, bei der eine Radachse im Scheitel angenommen wird (Abb. 60). Dabei entfällt auf eine Gewölberippe von 1 m Breite ein Raddruck von etwa $R = \frac{12}{6} = 2$ t und eine Pferdelast von $\frac{6}{7{,}2 \times 5{,}1} = 0{,}163$ t für 1 lfd. m. Mit Hilfe von Einflußlinien wurde für jeden Querschnitt das Biegungsmoment M, bezogen auf die Gewölbeachse, bestimmt und die Normalkraft $N = H \cos\varphi + V \sin\varphi$ für die zugehörige Belastung rechnerisch ermittelt.

Bezeichnet F die Querschnittsflächen des ideellen homogenen Balkens, welche bei einem Verhältnis des Elastizitätskoeffizienten des Eisens zu jenem des Betons $\nu = \frac{E_e}{E_b} = 20$ mit $F = F_b + 20\,F_e$ gesetzt werden kann, $J = J_b + 20\,J_e$ das ideelle Trägheitsmoment des Querschnitts, $d =$ die Gewölbestärke, $\delta =$ die Höhe des Eisenträgers, so berechnet sich die größte Spannung im Beton aus $\sigma_b = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{J} \cdot \frac{d}{2}$ und die des Eisens aus

$$\sigma_e = \left(\frac{N}{F} \pm \frac{M}{J} \cdot \frac{\delta}{2}\right) \times 20.$$


Abb. 60. Lastenschema.

Sonach wurde die maximale Druckspannung des Betons mit 17,4 kg/cm², die maximale Zugspannung mit 3,8 kg/cm² ermittelt, während sich beim Eisen die Beanspruchung auf Druck mit max 302 kg/cm², die auf Zug mit max 26 kg/cm² ergab.

Es bedarf keiner näheren Erörterung, daß es angesichts der ermittelten verhältnismäßig geringen Inanspruchnahmen möglich gewesen wäre, die Gewölbestärke und die Eisenquerschnitte entsprechend herabzumindern; im Interesse der Solidität des Objektes, ferner mit Rücksicht auf den nicht besonders berechneten Einfluß der Anfangsspannungen, sowie auf die Zusatzkräfte, die in die eisernen Bogen wegen der teilweisen Anhängung des Montierungsgerüstes an diese hineinkommen, wurde indessen hiervon abgesehen.

Die zwischen den Stahlgelenken der Eisenbogen angeordneten Gelenkquadern des Gewölbes (Abb. 57) haben zylindrische Berührungsflächen mit $R_1 = 1{,}1$ m und $R_2 = 1{,}3$ m Krümmungsradien. Die Berechnung erfolgte unter der Annahme, daß die Gelenkquadern etwa die Hälfte der Gesamtlast zu übertragen haben. Sodann entfällt von dem mit 46,7 t ermittelten maximalen Kämpferdruck auf einen Kämpfergelenkquader von 60 cm Länge der Druck von $\frac{46{,}7}{2} = 23{,}37$ t oder $k = 389$ kg für 1 lfd. cm. Wird der Elastizitätskoeffizient

des Betons mit $E = 100\,000$ kg/cm² in die Rechnung gesetzt, so ergibt sich unter Anwendung der Hertzschen Formel $\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} = \frac{16}{9} \pi \frac{s^2}{k E}$ die größte Pressung in der Berührungsfläche $s = 98{,}7$ kg/cm². Behufs Erzielung einer satten Berührung wurden zwischen den Gelenkquadern 100 mm breite, 2 mm dicke Bleieinlagen angeordnet.

Nachdem die Gelenkquadern versetzt und die richtige Lage der Eisenbogen mittels der in den Stahlgelenken (Abb. 8) angeordneten Keile ermittelt worden war, konnte am 9. Oktober 1903 zu der Betonierung des Bogens geschritten werden, welche Arbeit in der Zeit von 6 Uhr früh bis 6 Uhr abends bei einer halbstündigen Mittagspause in einem Zuge ausgeführt wurde. Dabei erfolgte die Mischung des Betons, wie es übrigens auch bei den Widerlagern der Fall war, maschinell. Nach Beendigung der Betonierung wurde im Scheitel eine Senkung von 3 mm bachaufwärts und 4,5 mm bachabwärts gemessen, welche sich bis zur Ausrüstung des Objektes beiderseits um etwa 0,5 mm vergrößerte. Nach der Ausrüstung, welche am 9. November 1903 erfolgte, wuchs die Scheitelsenkung bachaufwärts um 1,5 mm, abwärts um 1 mm an, wobei bereits die ganze Last mit Ausnahme der Fahrbahnbeschotterung und Anschüttung auf dem Objekte angebracht war.



Abb. 61. Jesenicabrücke bei Reka.

Die Kollaudierung und Belastungsprobe fanden in der Zeit vom 8. bis 11. Dezember 1903 statt. Für die letztere wurde Schotter verwendet, dessen spezifisches Gewicht mit 1560 kg/m³ ermittelt wurde, so daß bei Gesamtbelastung der Brücke mit $1927 \times 5{,}1 \times 460 = 45\,207$ kg etwa 29 m³ Schotter auf die Breite zwischen den Bordsteinen der Fahrbahn gleichmäßig verteilt angebracht wurden. Hierbei betrug die Scheitelsenkung bachaufwärts 0,3 mm, abwärts 0 mm; sie vergrößerte sich bei einseitiger Belastung auf 1,1 mm bezw. 0,3 mm und ging nach vollständiger Entlastung auf 0,3 mm bezw. — 0,2 mm (Hebung) zurück. Diese Ziffern liegen innerhalb der durch den Temperaturwechsel hervorgerufenen Schwankungen in der Höhe des Scheitels; eine bestimmt meßbare Senkung ist unter der Belastung nicht eingetreten; ebenso hat ein Ausweichen oder Setzen der Widerlager nicht stattgefunden. Von einer Erprobung mit rollender Last durch einen Wagen von 12 t Gewicht mußte wegen des damaligen Zustandes der Anschlußstraßen abgesehen werden. Die Baukosten der in der Abb. 61 im Lichtbilde wiedergegebenen Brücke betrugen rund 40 350 Kr.

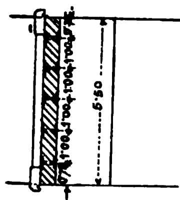
Ein weiteres sehr interessantes Beispiel einer nach Bauweise Melan durchgeführten Brücke bietet die über die Schwarza in Payerbach[1]) hergestellte Brücke.

Bei diesem Objekte wurden die Tragrippen bis ins Widerlager hinein verlängert und dort kräftig verankert. Einem Aufsatze Prof. Melans ist folgendes zu entnehmen:

Die früher in der Gemeinde Payerbach in Niederösterreich bestandene hölzerne Jochbrücke über die Schwarza war durch das Hochwasser im Herbst 1899 zerstört worden; um der bei dem alpinen Charakter des Flusses zu befürchtenden Wiederkehr

[1]) Beton u. Eisen 1902, Heft V.

solcher Katastrophen vorzubeugen, beschloß der Bezirksstraßenausschuß die Errichtung einer massiven Brücke, für welche der von Professor Melan ausgearbeitete, durch die Firma Pittel u. Brausewetter vorgelegte Entwurf mit dem ungefähren Kostenaufwande von 30 000 Kronen zur Ausführung angenommen wurde.



Die Lichtweite, in der Hochwasserlinie gemessen, war auftragsweise zu 26 m festgesetzt worden. Infolge des niedrigen Straßenniveaus an den beiden Ufern, das nicht erhöht werden konnte, stand für einen Gewölbebogen nur eine geringe Höhe zur Verfügung; es mußte daher das mit 6 vH. als zulässig erklärte Ansteigen der Brückenbahn ausgenutzt und überdies das Gewölbe im Scheitel tunlichst schwach gehalten werden, um eine lichte Pfeilhöhe von 1,80 m zu erreichen. Anderseits war es aber bei dem flachen Stichverhältnis wünschenswert, den Horizontalschub des Gewölbes möglichst herabzumindern, um keine zu starken Widerlager notwendig zu haben, da dies insbesondere bei dem linken Widerlager, welches in einen alten Kolk des Flußbettes zu stehen kam, große Kosten bedingt haben würde. Damit begründet sich die Wahl des Konstruktionssystems, nämlich Anordnung eines an den Kämpfern kräftig verstärkten und in den Widerlagern verankerten Gewölbebogens mit Scheitelgelenk; letzteres zu dem Zwecke, um Biegungsspannungen in dem im Scheitel nur schwachen Gewölbe zu verhindern und daselbst die Stützlinie zu fixieren.

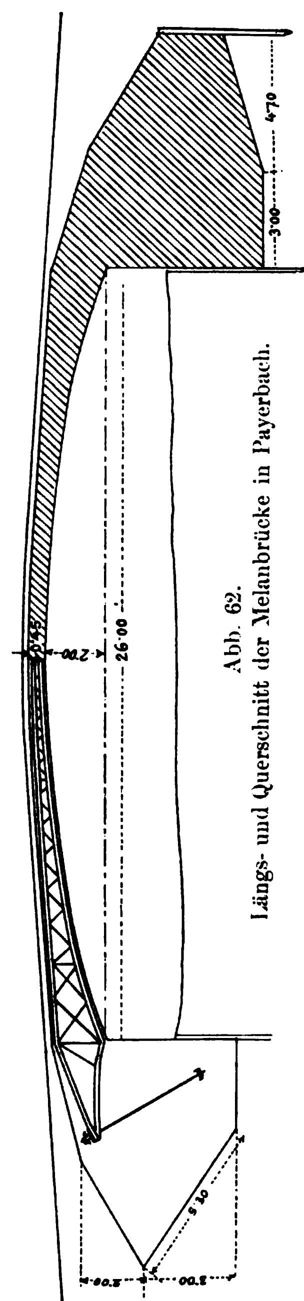


Abb. 62. Längs- und Querschnitt der Melanbrücke in Payerbach.

Die Form der inneren Leibung wurde nach einem in den Kämpfern etwas herabgezogenen Korbbogen gewählt, während die obere Leibung bis zum Kämpfer parallel zur Straßenoberfläche geführt ist. Die Stärke des Gewölbes beträgt im Scheitel 0,45 m, in den Kämpfern 1,66 m (Abb. 62).

Zur Aussteifung des 5,5 m breiten Gewölbes dienen fünf Gitterträger, deren Gurte parallel zu den Gewölbeleibungen und von diesen 5 cm abstehend laufen und aus je zwei Winkeleisen $\frac{120 \times 120}{13}$ bestehen. Diese Träger sind schnabelförmig in die Widerlager hinein verlängert und hier durch zwei übergelegte **[**-Eisen mittels je eines Paares 35 mm starker Rundeisen in den Betonklotz des Widerlagers verankert. Der Untergurt der Träger ist am Auflager derart abgebogen, daß hier eine Stützung gegen die in der Kämpferschicht angeordneten Betonquadern erzielt ist. Diese Stützung wurde anstatt der anfänglich projektierten horizontalen Auflagerung ausgeführt, um die Verankerung zu entlasten.

Die Brücke ist schief (Kreuzungswinkel 83°); die eisernen Bogenträger sind daher etwas gegeneinander verschoben und an vier Stellen durch leichte Winkeleisenquerrahmen miteinander verbunden.

Die Scheitelgelenke der Bogenträger sind stählerne

Zapfenlager, welche mittels Keile zum Nachspannen eingerichtet sind. Das Gewölbe erhielt ein Köpckesches Gelenk unter Verwendung von Betonquadern.

Die statische Berechnung des Gewölbes, nämlich die Aufsuchung der Stützlinien für Eigengewicht, für totale und halbseitige Belastung erfolgte auf Grund der Theorie des eingespannten elastischen Bogens mit einem Scheitelgelenk. Dieses Trägersystem ist zweifach statisch unbestimmt, doch vermindert sich für den Fall der symmetrischen Belastung die Zahl der Unbestimmtheiten auf eins.

Mit den in Abb. 63 eingeschriebenen Bezeichnungen wird für diesen Fall das auf den beliebigen Querschnitt bezogene Angriffsmoment der äußeren Kräfte

$$M = \sum_0^x G\,(x - a) - H \cdot \eta = \mathfrak{M} - H \cdot \eta$$

und annäherungsweise die Achsialkraft

$$N = H,$$

woraus sich aus der Abgeleiteten der Formänderungsarbeit

$$\Sigma \frac{M}{J} \frac{dM}{dH} \Delta x + \Sigma \frac{N}{F} \frac{dN}{dH} \Delta x = 0$$

ergibt:

$$-\Sigma \frac{\mathfrak{M}}{J} \eta \Delta x + H \Sigma \frac{\eta^2}{J} \Delta x + H \Sigma \frac{\Delta x}{F} = 0$$

und daraus

$$H = \frac{\Sigma \frac{\mathfrak{M}}{J} \eta \Delta x}{\Sigma \frac{\eta^2}{J} \Delta x + \Sigma \frac{\Delta x}{F}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1)$$

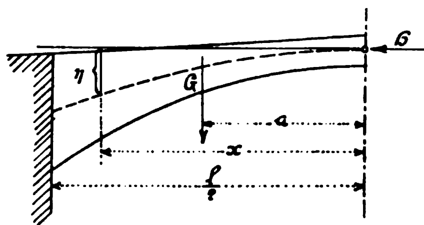


Abb. 63.

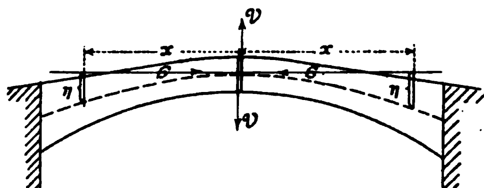


Abb. 64.

Bei einer unsymmetrischen Belastung (Abb. 64) tritt zu H noch eine Vertikalkraft V im Scheitelgelenk. Die Ausdrücke für das Angriffsmoment in einem Querschnitt der rechten bezw. linken Bogenhälfte lauten dann:

$$M = \mathfrak{M} - H\eta - Vx$$
$$M' = \mathfrak{M}' - H\eta + Vx.$$

Aus der Abgeleiteten der Formänderungsarbeit nach V ergibt sich wieder

$$-\sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}x}{J} \Delta x + \sum_0^{-\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}'x}{J} \Delta x + H\left[\sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{x\eta}{J} \Delta x - \sum_0^{-\frac{l}{2}} \frac{x\eta}{J} \Delta x\right] + V \sum_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{x^2}{J} \Delta x = 0$$

und daraus

$$V = \frac{\sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}x}{J} \Delta x - \sum_0^{-\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M}'x}{J} \Delta x}{2 \sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{J} \Delta x}$$

Ist nur eine Bogenhälfte belastet (halbseitige Belastung durch die Verkehrslast p), so wird

$$V = \frac{\sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{\mathcal{M} p x}{J} \cdot \varDelta x}{2 \sum_0^{\frac{l}{2}} \frac{x^2}{J} \varDelta x} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2)$$

Die Summengrößen in Gleichung 1 brauchen sich bei symmetrischer Bogenform nur auf eine Bogenhälfte zu erstrecken. Sie wurden, ebenso wie jene der Gleichung 2, durch Rechnung ermittelt, wobei eine Teilung des Bogens in 1 m breite Lamellen, also $\varDelta x = 1$ m angenommen und die Querschnitts-Trägheitsmomente J aus den Trägheitsmomenten des Betonquerschnitts plus dem $\frac{E_e}{E_b} = 20$fachen Trägheitsmomente des Eisenquerschnitts gerechnet wurden. Es ergab sich für die Belastung durch Eigengewicht (Gewölbe, spez. Gewicht 2,5, samt der 30 cm hohen Überschüttung, spez. Gewicht 1,8)

$$H_g = \frac{5365{,}66}{73{,}37} = 73{,}13 \text{ t},$$

für eine totale zufällige Belastung $p = 1000$ kg für 1 m²

$$H_p = \frac{3122{,}75 \cdot p}{73{,}37} = 42{,}56 \text{ t},$$

sonach als größter Horizontalschub

$$H_g + H_p = 115{,}69 \text{ t};$$

ferner für halbseitige Belastung mit $p = 1000$ kg/m²

$$\tfrac{1}{2} H_p = 21{,}28 \text{ t},$$

$$H_g + \tfrac{1}{2} H_p = 94{,}41 \text{ t},$$

$$V = \frac{40\,984{,}6 p}{22\,852} = 1{,}79 \text{ t}.$$

Mit den so gegebenen äußeren Kräften wurden die Stützlinien für Eigengewichtslast, für ganz und halbseitig belastete Brücke konstruiert.

Die größten Beanspruchungen entstehen in der Nähe des Querschnitts A B bei halbseitiger Belastung und in der Nähe der Kämpfer, etwa im Querschnitt C D, bei voller Belastung. Man erhält:

für den Querschnitt A B (Abb. 65):

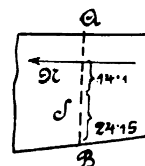


Abb. 65.

$$N = 94{,}7 \text{ t}; \; M = 94{,}7 \text{ t} \times 14{,}1 \text{ cm} = 1335{,}27 \text{ tcm}$$

$$F_b = 100 \times 48{,}3 = 4830 \text{ cm}^2$$

$$\frac{E_e}{E_b} F_e = 20 \times 118{,}05 = 2361 \;\; \text{„}$$

$$F = 7191 \text{ cm}^2$$

$$J_b = 939\,000 \text{ cm}^4$$

$$J_e \frac{E_e}{E_b} = 20 \times 30595 = 611\,900 \;\; \text{„}$$

$$J = 1\,550\,900 \text{ cm}^4$$

sonach die Randspannungen im Beton

$$\sigma = \frac{94\,700}{7191} \pm \frac{1\,335\,270}{1\,550\,900} \times 24{,}15 = 13{,}17 \pm 20{,}74 = \begin{cases} 33{,}9 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck} \\ -7{,}6 \;\; \text{„} \;\; \text{Zug}; \end{cases}$$

für den Querschnitt C D (Abb. 66):

$$N = 120{,}6 \text{ t}; \; M = 120{,}6 \times 46 = 5547{,}60 \text{ tcm}$$

$$F_b = 100 \times 109 = 10\,900 \text{ cm}^2$$

$$\frac{E_e}{E_b} F_e = 20 \times 118{,}05 = 2\,361 \;\text{„}$$

$$F = 13\,261 \text{ cm}^2$$

$$J_b = \frac{1}{12} 100 \times \overline{109}^3 = 10\,791\,900 \text{ cm}^4$$

$$\frac{E_e}{E_b} J_e = 20 \times 251\,635 = 5\,032\,700 \;\text{„}$$

$$J = 15\,824\,600 \text{ cm}^4$$

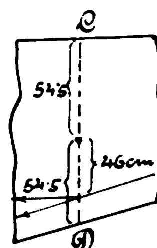


Abb. 66.

Die größten Randspannungen werden:

$$\sigma = \frac{120\,600}{13\,261} \pm \frac{5\,547\,600}{15\,824\,600} \times 54{,}5 = 9{,}1 \pm 19{,}1 \text{ kg/cm}^2 = \begin{cases} 28{,}2 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck} \\ -10{,}0 \;\text{„}\; \text{ Zug.} \end{cases}$$

Bei dem verwendeten Beton (Mischungsverhältnis 1 : 6) wären Spannungen in dieser Größe noch zulässig; sie werden aber in Wirklichkeit etwas kleiner, da zufolge der nachfolgend beschriebenen Ausführungsweise das eigene Gewicht des Betongewölbes zum Teil unmittelbar von den Eisenträgern getragen und ersteres dadurch entlastet wird.

Nach Montierung der Eisenträger (Abb. 67), welche auf dem ziemlich leicht konstruierten, nur von zwei Zwischenjochen gestützten Lehrgerüst erfolgte, wurden die Träger in den Widerlagern verankert, und vor Beginn der Betonierung wurden die Scheitelgelenke der Eisenbogen durch Eintreiben der Keile zum Schluß gebracht. Dadurch wurden die Bogen vom Lehrgerüst freigelegt, so daß sie gegenüber der Betonmasse, mit der sie umstampft wurden, bereits eine tragende Funktion übernahmen. Daß sie dies auch wirklich taten, zeigte sich an den beobachteten Senkungen. Nach der unten folgenden Zusammenstellung trat nämlich die größte Senkung des Lehrgerüstes (98 mm) bereits nach der Auflage der Eisenbogen ein, wogegen unter dem viel größeren Gewichte des Betongewölbes das nunmehr durch die Eisenbogen ausgesteifte Gerüst nur mehr eine Scheitelsenkung von 32 mm erfuhr. Rechnet man hierzu noch die Senkung nach dem Ausrüsten (11 mm), so ergibt sich insgesamt eine Scheitelsenkung von 141 mm, welcher in der Anlage des Lehrgerüstes durch eine Scheitelüberhöhung von 150 mm Rechnung getragen worden ist.

Die Berechnung der in den Eisenträgern und in deren Verankerung auftretenden Spannungen kann allerdings nur eine angenäherte sein; die nachstehenden Annahmen werden aber jedenfalls eine reichliche Sicherheit gewährleisten.

Während der Betonierung, d. i. solange im Beton noch keine Gewölbewirkung vorhanden ist, wirken auf einen Eisenbogen folgende Kräfte (Abb. 68):

das eigene Gewicht und ein Teil des Gewichtes der Betonmasse G;

die Horizontalkraft im Scheitelgelenk H;

der Auflagerdruck D; derselbe wird unter einem Reibungswinkel von 10° gegen die Normale zur Stützfläche angenommen, was eine für die Ermittlung des Zuges in der Verankerung genügend ungünstige Annahme ist, da in Wirklichkeit die Reibung zwischen dem Eisenträger, der Bleizwischenlage und dem Betonquader beträchtlich größer ist;

der Zug in der Verankerung Z.

Zwischen diesen Kräften sind nachstehende Gleichgewichtsbedingungen aufzustellen:

$$G \cdot 5{,}3 - H = 2{,}16 - Z \cdot 2{,}2 = 0$$
$$Z \sin\alpha + D \sin\beta - H = 0$$
$$Z \cos\alpha - D \cos\beta + G = 0.$$

Mit $\sin\alpha = 0{,}5$, $\cos\alpha = 0{,}866$, $\sin\beta = 0{,}46$, $\cos\beta = 0{,}890$ folgt aus obigen Gleichungen

$$Z = 0{,}985\,G, \quad H = 1{,}45\,G, \quad D = 2{,}08\,G.$$

Das Gewicht der Betonmasse samt Eisenträger beträgt für die halbe Spannweite für 1 m Gewölbebreite 23 t; rechnet man davon die Hälfte als wirksame Belastung des Eisenbogens, also $G = 11{,}5$ t, so wird

$$Z = 11{,}3 \text{ t}, \quad H = 16{,}67 \text{ t}, \quad D = 23{,}92 \text{ t}.$$

Die Anker, aus zwei Rundeisen von 35 mm Durchmesser, 30 mm Kerndurchmesser bestehend, erfahren hiernach bei einer nutzbaren Querschnittsfläche von $2 \times 7{,}068 = 14{,}136$ cm² eine Inanspruchnahme von rund 800 kg/cm².

Im Obergurt des Trägers entsteht eine Zugspannung $S = \frac{2{,}2}{1{,}3} Z = 19{,}1$ t, sonach bei einem nutzbaren Querschnitt von 53,3 cm² eine Inanspruchnahme von $\frac{19\,100}{53{,}3} = 358$ kg/cm²; die Druckspannung im Auflager des Untergurtes wird etwa 500 kg/cm². Beim Zusammenwirken von Beton und Eisen wird die durch den restlichen Teil des Eigengewichtes und durch die zufällige Belastung hervorgerufene Randspannung in den Eisenträgern im Maximum etwa 160 kg/cm² Zug und 450 kg/cm² Druck betragen, so daß die resultierende Gesamtspannung jedenfalls unter 1000 kg/cm² bleibt.

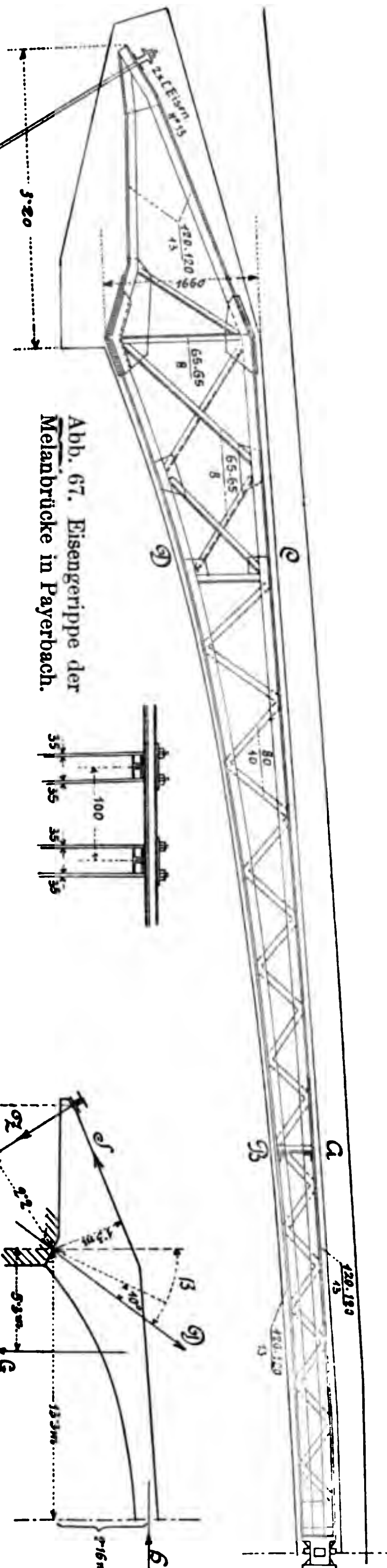


Abb. 67. Eisengerippe der Melanbrücke in Payerbach.

Abb. 68.

Mit dem Bau der Brücke wurde im Oktober 1900 begonnen, und waren die Widerlager anfangs Dezember fertiggestellt. Die Fundierung des linken Widerlagers bot insofern nicht unbeträchtliche Schwierigkeiten, als dieses in einen alten Kolk des Flußbettes zu stehen kam, der mit Mannpiloten, Rosten und Steinwürfen ausgefüllt war, die das Eintreiben der Spundwände sehr erschwerten und die Wasserhaltung schwierig machten. Es mußte bei diesem Widerlager auch die Fundamentsohle, um besseren Grund in Form fest gelagerten Schotters anzutreffen, tiefer gelegt und

an den Seiten je um ein Meter verbreitert werden. Bei dem rechten Widerlager waren die Verhältnisse günstiger und liegt die Fundamentsohle in ihrem oberen Teile in festem Schotter, im unteren Teile in schwerem blauen Letten. Nach Überwinterung des Bauwerks wurden im Frühjahr 1901 die Eisenbogen montiert und wurde Ende Mai die Betonierung des Gewölbes durchgeführt und am 3. Juni vollendet. Am 6. Juli erfolgte das Ausschlagen des Lehrgerüstes, am 20. Juli 1901 wurde die Belastungsprobe vorgenommen und die Brücke hierauf dem Verkehr übergeben.

Es betrug demnach:

die Senkung des Lehrgerüstes infolge Montage der Eisenträger . . .	98 mm	
die Senkung vor Beginn der Betonierung bis zum Ausschlagen des Lehrgerüstes (24. Mai bis 6. Juli)	32 „	
die Senkung des Gewölbes unmittelbar nach dem Ausrüsten (6. Juli)	3 „	(5 mm)
die Senkung vom Momente vor dem Ausrüsten bis zur Probebelastung (6. Juli bis 19. Juli)	11 „	
die Senkung unter der halbseitigen Probebelastung (590 kg für 1 m²)	3 „	
desgl. (nach graphischer Verzeichnung)	3,8 „	



Abb. 69. Melanbrücke in Payerbach.

Nach Wegnahme der Belastung ging die beobachtete Einsenkung von 3 mm (bezw. 3,8 mm) wieder vollkommen zurück.

Die Brücke erhielt eine einfache, aber sauber ausgeführte Fassadierung und ein schmiedeeisernes Geländer, das beiderseits mit in moderner Stilform gehaltenen, Laternen tragenden Postamenten abschließt und auf der einen, den schönen Anblick auf Rax und Schneeberg bietenden Brückenseite durch zwei balkonartige Auskragungen unterbrochen ist.

Die Brücke wurde durch die Firma Pittel u. Brausewetter ausgeführt; seitens der Gemeinde Payerbach war Herr Ingenieur Raimund Schneider mit den für den Bau notwendigen Vorerhebungen und mit der Bauüberwachung betraut.

In der Abb. 69 ist ein Lichtbild des fertigen Steges wiedergegeben.

Eine weitere Brücke nach System Melan ist die Kaiser-Franz-Josefs-Jubiläums-Brücke in Laibach. Diese ist eine elegante Stadtbrücke, welche durch ihre wirkungsvolle architektonische Ausgestaltung trotz der für Steinkonstruktionen ungewohnten Zierlichkeit der Formen einen monumentalen Charakter besitzt.

Sie wurde nach dem von Professor Melan und Architekt Zaninovich herrührenden Entwurfe, welchem gegenüber einer größeren Zahl von anderen Entwürfen in Eisen oder Eisenbeton der Vorzug gegeben wurde, im Jahre 1901 erbaut.

Das Brückengewölbe ist als Dreigelenkbogen ausgeführt mit einer Stützweite von 33,337 m und einer Pfeilhöhe von 4,372 m. Die Form des Bogens ist den Stützlinien

für halbe Vollbelastung angepaßt, die Leibung hiernach ein Korbbogen mit 37,5 m Krümmungsradius im Scheitel und 29,86 m im Kämpfer.

Die Gewölbestärke beträgt im Scheitel 0,50 m, in der Mitte der Gewölbeschenkel 0,70 m, an den Kämpfern 0,65 m. In den Bogenzwickeln sind über dem Gewölbe je drei im Halbkreis überwölbte Sparbogen von 2,25 m angeordnet.

Die Brücke trägt eine 10 m breite Fahrbahn und beiderseitige, innerhalb der Brüstungen je 2 m breite Fußwege. Die Breite zwischen den Gewölbestirnen mißt 15,2 m. Zur Armierung des Gewölbes liegen in dieser Breite 14 eiserne Gitterbogenträger, deren Gurtungen aus je 2 Winkeleisen 90 × 90 × 13 mm bestehen und mit den Gewölbeleibungen parallel laufen. Zwischen den Bogen sind an vier Stellen rahmenförmige Querverbindungen.

Die Gelenke der Bogenträger bilden stählerne Zapfenlager, von denen jene an den Kämpfern mittels Keile einstellbar sind. Die Gelenke im Gewölbe sind wie bei der Steyr-Brücke durch Betonquadern, in deren Berührungsfläche ein 10 cm breiter, $1^1/_2$ mm dicker Bleistreifen eingelegt wurde, gebildet. Die Sparbogen haben eine Armierung aus 10 cm hohen Walzträgern. Die Fahrbahn ist in Gußasphalt auf einer Betonunterlage hergestellt.



Abb. 70. Jubiläumsbrücke in Laibach.

Die Ausführung der Widerlager ergab einige Schwierigkeiten, da auf stark mit Sand durchsetztem plastischen Tegel gegründet werden mußte, was die Anordnung starker Pfahlroste notwendig machte.

Die Eisenkonstruktion enthält 46 674 kg Flußeisen, 9287 kg Stahlguß und 5040 kg Roheisenguß, d. i. für 1 m² Grundfläche des Brückenbogens 92 kg, beziehungsweise 18 kg und 10 kg.

Der Armierungskoeffizient ist im stärksten Querschnitt 1,24 vH., im Scheitelquerschnitt 1,73 vH.

Die größten Beanspruchungen bei ungünstigster Belastung wurden mit rund 25 kg/cm² Druck im Beton und 650 kg/cm² Druck im Eisen berechnet.

Mit dem Bau wurde im September 1900 begonnen, Ende März 1901 waren die Widerlager fertiggestellt, am 8. Mai war das Gewölbe vollendet. Am 27. Juni 1901 wurde ausgerüstet, wobei sich eine Scheitelsenkung von bloß 3 mm herausstellte. Am 1. Oktober erfolgte die Probebelastung und am 4. Oktober die feierliche Eröffnung der Brücke.

In der Fassade wurden die Öffnungen der Sparbogen durch Zwischenstellung schwacher Stützen gegliedert, und wurde im unteren Teile eine Ausfüllung mit Blattwerk, aus Betonplatten mit Flachrelief und schwacher Polychromierung gebildet, angeordnet. Die an der Fassade angebrachten Inschriften und Reliefs imitierten patinierte Bronze, teils sind sie in echter Bronze ausgeführt. Die Teile der Fassade, welche nicht mit Betonsteinen verkleidet sind, wurden gleich beim Einstampfen auf etwa

10 cm Dicke in einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement zu 4 Teilen gebrochenem Kalksteinsand gleichzeitig mit dem übrigen Betonmauerwerk hergestellt, so daß auch dieser Teil schließlich vom Steinmetz abgearbeitet und gekrönelt werden konnte. Vier aus Kupferblech getriebene Greife auf erhöhten Sockeln geben der Brücke beiderseits einen wirksamen Abschluß.

Die Gesamtkosten des Brückenbaues betragen 158 700 Kr. In diesem Betrage sind auch die Kosten für die Fassadierung, und zwar mit einer Summe von 18 000 Kr. enthalten, während die Kosten aller Bronze und der vier Greife sowie der Gaskandelaber darin nicht inbegriffen sind. Die Abb. 70 zeigt ein Lichtbild dieser Brücke.

Die Brücke Montbenon-Chauderon in Lausanne.[1])

Diese Brücke stellt eine neue Verbindung zwischen dem nördlichen Stadtteil mit dem südlichen von Lausanne dar, in welchem sich auch der Bahnhof der Jura-Simplon-Bahn befindet. Die Gesamtlänge des Viaduktes beträgt rund 227 m. Es sind sechs gleiche Öffnungen von je 28,75 m Weite angeordnet auf Mittelpfeilern, welche in der Kämpferhöhe 3,5 m Stärke und deren Seitenflächen $^1/_{25}$ Anzug haben. Die Brückenöffnungen sind mit Korbbogengewölben überspannt, deren Anlauf in eine solche Höhe gelegt ist, daß auf dem künftigen, durch Anschüttung zu gewinnenden Talboden neben dem ersten Pfeiler, in 5 m Abstand von ihm, das Gleis einer schmalspurigen Bahn durchgeführt werden kann. Die Fahrbahnfläche des Viaduktes hat eine Steigung von 1,66 vH., die Breite der Brückenbahn zwischen den Geländern beträgt 18 m, wovon 11 m auf die Fahrbahn und je 3,5 m auf die beiderseitigen Bürgersteige entfallen. Mit Rücksicht auf die große Brückenbreite und große Höhe der Pfeiler wurde der Viadukt in zwei parallelen Brücken mit je 5,8 m Breite in einem gegenseitigen Abstande von 5 m ausgeführt. Der Mittelteil wurde mit einer von Eisenbetonbalken getragenen Platte überdeckt (Abb. 71).

Der Teilung der Brückengewölbe entspricht auch die Teilung der Pfeiler in zwei 5 m voneinander abstehende, bloß oben und in halber Höhe durch Riegel verbundene Pfeilerhälften. Diese haben an der Außenseite einen Anzug von 1 : 20 erhalten.

Abb. 71. Querschnitt des Viaduktes Montbenon-Chauderon.

Die Fußwege sind mittels armierter und verankerter Platten 0,7 m weit über die Gewölbe ausgekragt. Unter ihnen sind Kanäle zur Aufnahme der Gas-, Wasser- und elektrischen Leitungen ausgespart. Die Decke der Fahrbahn besteht aus einer 7 cm starken Lage von Stampfasphalt auf einer 15 cm starken Betonunterlage.

Die Betongewölbe der Brückenöffnungen sind durch eiserne Gitterbogenträger armiert. Es sind keine Gelenke angeordnet, die Gewölbe wirken daher als eingespannte Bogen, welchem Umstande durch die kräftige Verstärkung an den Kämpfern Rechnung getragen ist.

[1]) Sonderdruck aus der Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. Berlin 1906, Verlag von W. Ernst u. Sohn.

Die Gewölbe sind an dem inneren, gegen die Fahrbahnmitte zu gelegenen Rande stärker belastet als an der äußeren Seite. Es ist deshalb hier die Scheitelstärke von 50 cm auf 75 cm vergrößert, auch liegen die Eisenbogen hier näher, nämlich in 0,8 m Abstand, wogegen ihr Abstand in dem übrigen, schwächer belasteten Teile des Gewölbes 1 m beträgt.

Bei der Rechnung wurde angenommen, daß sich die Belastung des mittleren, zwischen den beiden Viadukthälften gelegenen Fahrbahnteiles beiderseits nur auf einen 1,8 m breiten Gewölbestreifen überträgt. Es ist dies jedenfalls eine genügend ungünstige Annahme, da in Wirklichkeit die Lastverteilung durch den Zusammenhang des Betons und durch die zwischen den Eisenbogen angeordneten steifen Querrahmen in einer größeren Breite erfolgen dürfte.

Die Gurte der Eisenbogen bestehen aus je zwei Winkeleisen 80 × 120 × 10 mm; sie sind durch Flacheisengitterwerk und durch einzelne zur Aussteifung dienende Winkeleisenpfosten verbunden. Die Höhe der Bogenträger beträgt im Scheitel bei den äußeren Bogen 420 mm, bei den inneren Bogen 670 mm; im Kämpfer 910 bezw. 1100 mm. Die Austeilung der Stöße ist eine derartige, daß jeder äußere Bogen aus zwei, jeder der inneren Bogen aus drei fertig genieteten Stücken zusammengesetzt werden konnte.

Die Fahrbahn stützt sich auf den Hauptbogen einer jeden Brückenöffnung mittels Entlastungsbogen von 1,8 und 2 m Spannweite, deren 18 cm starkes Gewölbe mit gebogenen, in 1 m Abstand liegenden Walzträgern von 12 cm Höhe versehen ist.

Für die Ausdehnung der Fahrbahnplatte wurde durch Anordnung von Dehnungsfugen über jedem Mittelpfeiler Vorsorge getroffen.

Einige Angaben über die Arbeitsmengen und Preise werden vielleicht von Interesse sein. Die Brücke enthält:

2 348 m³	Beton in den Fundamenten . . .	Einheitspreis	18,50 Fr.	für 1 m³
14 102 „	Bruchsteinmauerwerk	„	20,00 „	„ 1 „
783 m²	sichtbare Fläche in Hackelstein .	„	12,00 „	„ 1 m²
132 m³	Quadern	„	160,00 „	„ 1 m³
4 036 „	Gewölbebeton und armierter Beton	„	40,00 „	„ 1 „
297 800 kg	Eisenkonstruktion	„	31,30 „	„ 100 kg
4 037 m²	Gewölbeabdeckung	„	3,00 „	„ 1 m²



Abb. 72. Melanviadukt Montbenon-Chauderon in Lausanne.

Der gesamte Eisenaufwand in den armierten Gewölben stellt sich auf rund 87 kg für 1 m² Grundfläche. Die Abb. 72 stellt ein Lichtbild des fertigen Viaduktes vor.

Sehr bemerkenswert sind die nachstehenden Ausführungen, welche den Bau der Überbrückung des Polcevera-Wildbaches[1]) im Gebiete der Stadt Genua betreffen, weil bei Ausarbeitung des Entwurfes alle möglichen Erschwernisse und ungünstigen Verhältnisse in Betracht zu ziehen waren, sowohl wegen der praktischen Ausführung der Arbeit mit Rücksicht auf die Verhältnisse bei einem Wildbach, als auch hinsichtlich der statischen Untersuchungen. Der von dem technischen Amte dafür aufgestellte Entwurf nahm fünf gleiche Öffnungen mit einem Achsenabstand der Pfeiler von 23,50 m an; die Brückenbogen sollten in Mauerwerk gewölbt werden. Während die Luftdruckgründung der Pfeiler bereits im Gange war, entschloß man sich aber — um durch Tieferlegung der Straßenfahrbahn günstigere Steigungsverhältnisse zu erzielen —, die Mauerwerksgewölbe durch solche aus Eisenbeton zu ersetzen. Von den neun eingelaufenen Entwürfen wurde der von Prof. Melan verfaßte und von der Società anonima Cementi armati in Genua vorgelegte Entwurf zur Ausführung angenommen. Die Brücke erhielt fünf Öffnungen von je 21 m lichter Weite und eine seitliche Eisenbahndurchfahrt von 8 m Weite. Die Brücke ist schief, der Winkel zwischen Brücken- und Pfeilerachse beträgt 76°. Die Breite der Brückenbahn zwischen den Geländerparapeten ist 20 m, wovon 15 m auf die Fahrbahn und je 2,5 m auf die beiderseitigen Fußwege entfallen. Fußwege und Geländer durften nicht ausgekragt werden, weshalb die Brückengewölbe die Breite von 20,5 m erhielten. Die Pfeiler wurden auf eisernen Senkkästen mittels Luftdrucks in einer Tiefe von rund 10 m unter dem Meeresspiegel gegründet. Die Gründungsarbeiten wurden am 24. Januar 1903 begonnen und waren am 12. Januar 1904 vollendet. Der Vergebungspreis war 60 Lire für 1 m³ mit 5 vH. Nachlaß. Oberhalb des Fundamentabsatzes, der auf der Höhe + 1,80 m liegt, sind die Pfeiler und Widerlager ganz aus Stampfbeton ausgeführt und zwar kam dabei das Mischungsverhältnis 250 kg Zement auf 1,2 m³ Kies und Sand (2 : 1) zur Anwendung. Die Brückenbogen sind mit einer Pfeilhöhe von 2,05 m ohne Gelenke ausgeführt und nach einem Korbbogensegment geformt. Die Höhenlage des Bogenanlaufs war mit der Kote + 6,40 m vorgeschrieben. Die Gewölbestärke im Scheitel

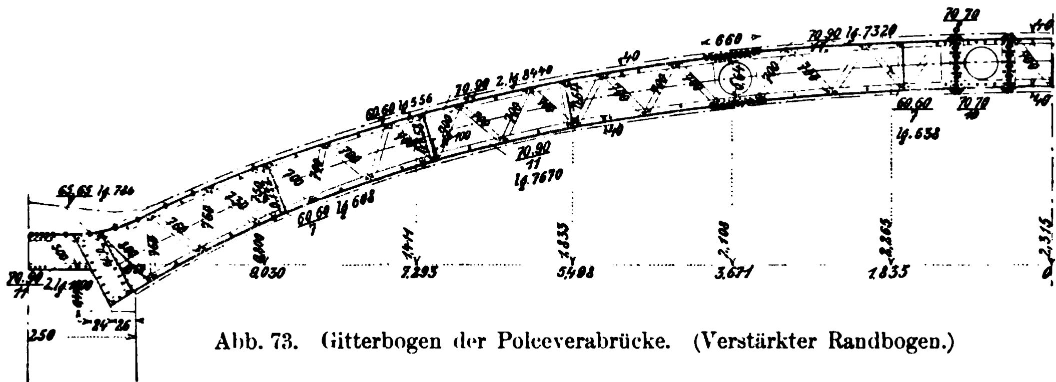


Abb. 73. Gitterbogen der Polceverabrücke. (Verstärkter Randbogen.)

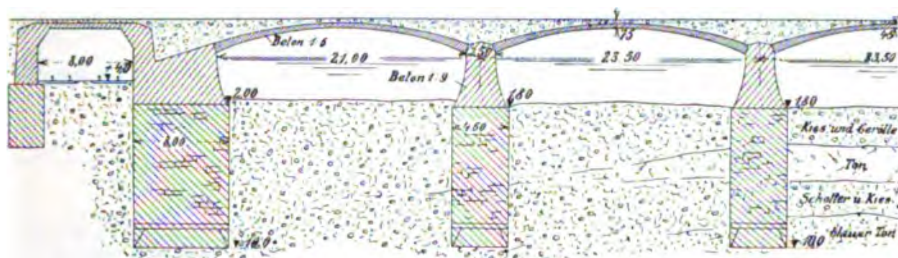
und beiderseits davon bis zur Mitte der Schenkel beträgt 45 cm; sie vergrößert sich bis auf 79 cm in den Kämpfern. Über den Gewölben ist eine volle Überschüttung ausgeführt, und zwar liegt die Mitte der beschotterten Fahrbahn 30 cm über dem Gewölbescheitel. Die Straßenfahrbahnhöhe mit der Höhe + 9,20 ist in der ganzen Brückenlänge wagerecht. Unter jedem Fußwege war für die Gas-, Wasser- und elektrischen Leitungen ein Kanal von 90 cm Breite und 50 cm Höhe auszusparen.

[1]) Technische Blätter des deutschen polytechnischen Vereins in Böhmen, 37. Jahrgang, I. und II. Heft.

Wegen der geringen Konstruktionshöhe war es notwendig, diesen Kanal im Scheitel in das Gewölbe einzuschneiden, er wird mit Eisenbetonplatten von 10 cm Stärke überdeckt.

Zur Armierung der Gewölbe dienen eiserne Gitterbogen, deren Gurte aus je zwei Winkeleisen 70 × 90 × 8 mm bestehen (Abb. 73). In jedem Gewölbe liegen 20 solcher Eisenbogen. Über den Pfeilern sind die Bogen der angrenzenden Öffnungen miteinander verbunden, stützen sich aber gleichzeitig auf die Pfeiler, wie dies die Abb. 73 zeigt. Auf 1 m² Grundrißfläche entfallen rund 62 kg Eisen.

Der statischen Berechnung der Gewölbe wurde, einer Bestimmung des Programms entsprechend, eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 1500 kg/m² zugrunde gelegt. Es ist dies für eine Straßenbrücke eine ziemlich hohe Annahme. Außerdem wurde auch noch die Belastung mit in einer Querreihe stehenden, einachsigen Wagen von 10 t Gewicht in Verbindung mit einer gleichförmig verteilten Belastung von 600 kg/m²



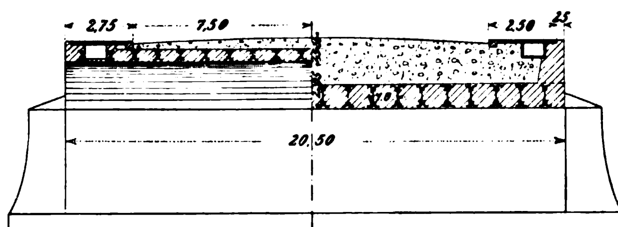


Abb. 74.
Längs- und Querschnitt der Polceverabrücke.

auf den von den Wagen freigelassenen Fahrbahnflächen untersucht und die Temperatureinwirkung von ± 20° C. in Rechnung gezogen. Bei der Berechnung wurde ferner der Umstand berücksichtigt, daß durch teilweise Anhängung des Lehrgerüstes an die Eisenbogen ein Teil, und zwar der Annahme nach ein Dritteil des Gewölbegewichts unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird. Die größten Druckbeanspruchungen im Beton erreichen hiernach unter Summierung der ungünstigsten Einwirkungen durch die Belastung und Temperatur im Scheitel und Kämpfer rund 42 kg/cm², die Eisenspannungen 1000 bis 1100 kg/cm². Das Mischungsverhältnis für den Gewölbebeton ist 300 kg Portlandzement auf 1,2 m³ Kies und Sand. Über dem mittleren Gewölbebogen, und zwar in dessen Scheitel, wurde eine alte Marienstatue in einer seitlich ausgekragten Kapellennische aufgestellt. Da dieser Ausbau ein Gewicht von 5000 kg darstellt, so war eine entsprechende Verstärkung des Gewölberandes und des diesen tragenden Eisenbogens geboten. Es wurde dabei angenommen, daß sich die Scheitellast von 5 t auf einen Gewölbestreifen von 50 cm Breite überträgt, und daß die den Ausbau tragenden Konsolen wagerecht im Gewölbe verankert sind. Die Spannungen in dem verstärkten Gewölberande sind danach nicht höher als in dem übrigen Teil des Gewölbes; diese Anordnung ließ sich nur mittels einer Eisenbetonkonstruktion herstellen.

Der Aufbau der Pfeiler und Widerlager wurde im Juni 1906 begonnen und im Oktober vollendet. In den Widerlagern und Pfeilern, über Fundamentabsatz gerechnet,

sind rund 3000 m³ Betonmauerwerk zu 76 123 Lire verwendet worden. Die Gesamtkosten der Brücke ausschließlich der Pfeilerfundamente stellen sich ungefähr wie folgt:

750 m³ Holz für das Lehrgerüst		40 000 Lire
5000 m³ Betonmauerwerk, enthaltend rd. 1500 t Zement und 11 000 t Sand und Kies		102 400 „
150 t Eisenkonstruktion zu 340 Lire		51 000 „
Arbeitskosten für Lehrgerüst usw.		8 500 „
Vollendungsarbeiten	rd.	35 000 „
Architektonische Ausschmückung		10 000 „
Generalunkosten		10 000 „
	Summe	256 900 Lire.

Ebenfalls in Italien, und zwar über den Tagliamento bei Pinzano (Udine)[1]) wurde eine großartige und kühne Eisenbetonbrücke in einer Gesamtlänge von 194 m ausgeführt, wie dies die Abb. 75 zeigt. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 5 m, während die Fahrbahnhöhe der Straße sich 26 m über dem höchsten Wasserstande befindet. Die Brücke wurde von Herrn Ingenieur Giuseppe Vacchelli in Rom mit drei großen Bogen von 48 m Lichtweite und 24 m Pfeil

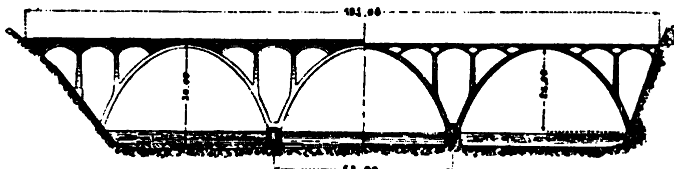


Abb. 75. Längsschnitt der Melanbrücke bei Pinzano.

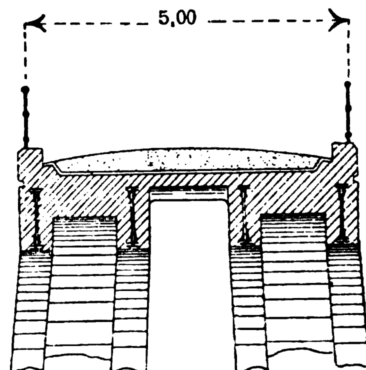


Abb. 76. Querschnitt der Melanbrücke bei Pinzano.

entworfen; diese Bogenkonstruktion trägt einen Viadukt mit lichten Öffnungen von 10,50 m, welcher seinerseits den Straßenkörper trägt. Die Bogenform ist aus sieben Kreisen zusammengesetzt und nähert sich sehr der Parabel, und zwar entspricht diese Form der Stützlinie des Eigengewichts. Die Stirnflächen der Bogen haben eine Neigung von 7,5 vH. zur Lotrechten, so daß die Breite von 5,25 m am Scheitel zu 9 m am Kämpfer ansteigt, wodurch eine große Standsicherheit der Konstruktion besonders gegen seitliche Inanspruchnahmen erlangt wird. Jede Bogenöffnung besteht aus zwei großen, nebeneinander gestellten und symmetrisch zu einer senkrechten mittleren Ebene geordneten Bogen (Abb. 76), deren jeder am Scheitel 2 und am Kämpfer 3 m mißt. Die Armierung geschah mit eisernen Fachwerkrippen nach System Melan. An den beiden Enden stützt sich die Brücke auf die Uferfelsen. Die zwei Mittelpfeiler wurden mittels Luftdruckgründung aus gewöhnlichem Mauerwerk gebaut, während die ganze über den Kämpfern befindliche Konstruktion aus Eisenbeton hergestellt wurde. Ausgeführt wurde diese große Brücke von der Firma Odorico u. Cie. in Mailand.

Viel häufiger als in Europa gelangten gewölbte Brücken nach dem System Melan, hauptsächlich eingeführt durch den seinerzeitigen Vertreter dieses Systems H. v. Emperger, in Nordamerika zur Ausführung; einige der wichtigsten mögen hier kurze Erwähnung finden.

[1]) Beton u. Eisen 1907, S. 186.

Die Brücke über den Kansasfluß in Topeka.

Dieselbe wurde 1896 bis 1897 gebaut und besitzt 5 Öffnungen, von welchen die mittelste 38,10 m Lichtweite, die seitlichen je 33,45 m und 29,69 m lichte Weite haben. Die Pfeilhöhen der nach Korbbogensegmenten geformten Brückenbogen sind 5,71 m, 4,95 m und 4,32 m. Die Breite der Brücke beträgt 12,2 m, wovon 8,5 m auf die Fahrbahn entfallen.

Die Gewölbe sind ohne Gelenk als eingespannte Bogen ausgeführt; ihre Scheitelstärke beträgt 56 cm, 56 cm, 51 cm, die zur Aussteifung dienenden eisernen Bogengitterträger liegen in Abständen von 0,91 m. Ihre Gurtungen bestehen in drei mittleren Öffnungen aus je zwei Winkeleisen 76 × 76 × 15 mm bei einer Trägerhöhe im Scheitel von 46 cm, in den Kämpfern von 66 cm. In den Seitenöffnungen sind Gurtwinkel 76 × 76 × 13 mm verwendet und beträgt die Trägerhöhe im Scheitel 41 cm.

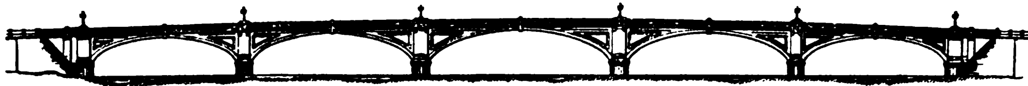


Abb. 77. Ansicht der Kansasbrücke in Topeka.

Der Armierungskoeffizient ist sonach für den Scheitelquerschnitt 1,61 vH. bezw. 1,56 vH.

Die im Kämpfer 4 m starken Pfeiler sind ganz aus Beton hergestellt und ruhen auf Pfahlfundamenten.

Das gesamte zur Armierung der Brückenbogen aufgewandte Eisengewicht beträgt rund 161 000 kg oder rund 80 kg für 1 m² Brückengrundfläche.

Mit dem Bau, nämlich mit der Verschiebung der früher bestandenen, aus dem Jahre 1870 stammenden eisernen Brücke, die den Verkehr noch bis zur Vollendung der neuen Brücke aufzunehmen hatte, wurde im Oktober 1896 begonnen. Ende 1897 war die neue Brücke fertiggestellt und am 12. Januar 1898 wurde sie für den Verkehr eröffnet.



Abb. 78. Kansasbrücke in Topeka.

Die Gesamtkosten der Brücke betrugen rund 150000 Dollar (750000 Kr.), wovon 41 000 Dollar auf die Fundierung, 35000 Dollar auf die Brückenbogen, 20000 Dollar auf die Pfeiler, das übrige auf die Gerüstungen, Straßenherstellung, Zufahrten usw. entfallen. Die Abb. 77 zeigt eine schematische Ansicht, die Abb. 78 ein Lichtbild dieser Brücke.

Bei der Hochwasserkatastrophe im Sommer 1903, die im Staate Kansas ungeheure Zerstörungen anrichtete und viele Brücken vernichtete, und der in Topeka sämtliche übrigen Brücken zum Opfer fielen, hatte die neue Brücke eine harte Erprobung zu bestehen. Obwohl zum Teil überflutet, hielt sie stand und bot vielen Menschen die Möglichkeit der Rettung, wie dies auch aus der Abb. 79 zu ersehen ist.

Auch die anderen Melan-Brücken, welche von dieser Hochflut betroffen wurden, haben verhältnismäßig geringe Schäden erlitten; am ärgsten waren diese noch bei

der Brücke zu Paterson (3 Öffnungen zu je 27 m), bei welcher ein Mittelpfeiler infolge mangelhafter Fundierung zur Hälfte unterwaschen wurde, wodurch die eine Längshälfte der Brücke nach einer merkwürdig scharfen ebenen Trennungsfläche zum Einsturze kam, wogegen die andere Längshälfte vollständig intakt blieb und sogar für den Verkehr bis zur Wiederherstellung der Brücke in Benutzung bleiben konnte.



Abb. 79. Kansasbrücke in Topeka während einer Hochwasserkatastrophe.

Die Franklin-Brücke im Forest-Park zu St. Louis, Mo. ist ein Beispiel einer kleineren Brücke mit Walzträgereinlagen, wie deren bereits eine ziemliche Anzahl gebaut sind. Die Spannweite beträgt 18,29 m, der Pfeil 4,73 m. Der Bogen ist im Scheitel 28 cm stark mit einer Zunahme auf 76 cm im Kämpfer. Die Armatur besteht aus 203 mm hohen Walzträgern, die im Scheitel gestoßen sind. Sie liegen in Abständen von 91,4 cm und haben rund 27 cm² Querschnitt; der Armierungskoeffizient beträgt sonach für den Scheitelquerschnitt 1,06 vH. In der Abb. 80 ist ein Längsschnitt dieser Brücke zu sehen.

Längsschnitt.

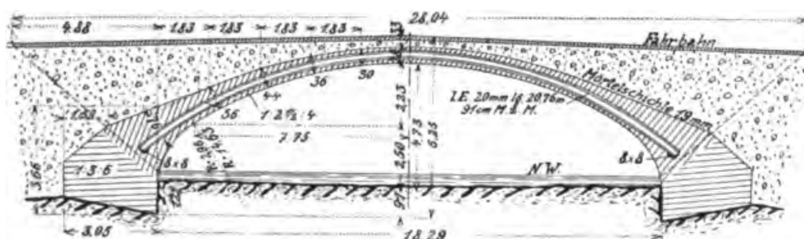


Abb. 80. Längsschnitt der Franklinbrücke.

Die Brücke wurde im Spätherbst 1897 mit einem Kostenbetrage von 5500 Dollar (etwa 27 500 Kr.) erbaut. Fassade und Geländer sind unter Verwendung von Stettiner Zement aus Gußmörtel mit 2 bis 3 Teilen Sand und Steingrus hergestellt. Die Abb. 81 gibt ein Lichtbild dieser Brücke.



Abb. 81. Franklinbrücke in St. Louis.

In der Brücke zu Detroit, Mich., welche das Bahnbett der Michigan Central Railroad über den Southern Boulevard trägt, wurde das Bausystem zum

erstenmal auch auf Eisenbahnbrücken angewendet.

Die Brücke über den Housatonic-Fluß zu Stockbridge, Mass. (Abb. 82) dient dem Fußgängerverkehr und besteht aus einem Bogen von 30,5 m Spannweite, 3,05 m Pfeilhöhe und 2,1 m Breite. Die Stärke des Betonbogens beträgt im Scheitel 23 cm, an den Kämpfern 76 cm. In dem



Abb. 82. Fußsteg über den Housatonicfluß in Stockbridge.

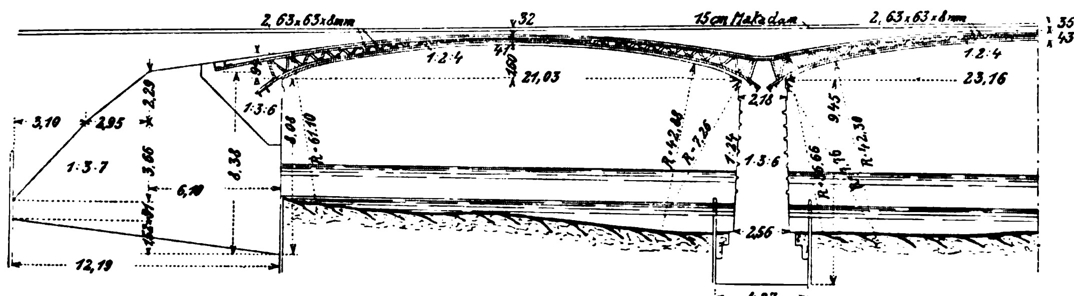


Abb. 83. Längsschnitt der Brücke über den Miamifluß.

Bogen liegen 4 gebogene I-Träger von 178 mm Höhe und 22,3 kg Gewicht für 1 m. Es entfallen auf 1 m² Brückengrundfläche rund 24 kg Eisen.

Die Brücke hat trotz der ungünstigen Beschaffenheit des Baugrundes, welche Pfahlrostfundierung notwendig machte, wiederholt starke Hochfluten ohne jeden Schaden ausgehalten.

Die Brücke über den großen Miami-Fluß zu Dayton, Oh., ist mit einer Gesamtlänge von 180 m und einer Breite von 17,2 m eine der größten der in den Vereinigten Staaten gebauten Melan-Brücken.

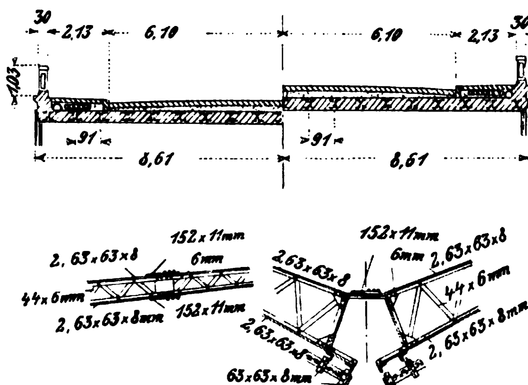


Abb. 84. Querschnitt und Armierungseinzelheiten der Brücke über den Miamifluß.

Sie enthält 7 Öffnungen, je 2 zu 21,03 m, 2 zu 23,17 m, 2 zu 25,29 m und eine Mittelöffnung von 26,82 m lichter Weite, welche mit flachen Segmentbogen von etwa $^1/_{10}$ Stich überspannt sind (Abb. 83). In der Mittelöffnung hat das Gewölbe im Scheitel 50,8 cm, an den Widerlagern radial ge-



Abb. 85. Brücke über den Miamifluß zu Dayton.

messen 119 cm Stärke. Die Gewölbe sind sonach als eingespannte Bogen ohne Gelenke durchgeführt, und der Berechnung wurde eine Verkehrslast von 300 kg/m² sowie ein 40 t schwerer elektrischer Trambahnwagen zugrunde gelegt.

Die Armierung besteht aus eisernen Gitterbogenträgern, die über den Pfeilern mit den Obergurten durchgehend zusammenhängen. Die Gurtungen sind parallel den Gewölbeleibungen und von diesen $7\frac{1}{2}$ cm abstehend geführt und bestehen aus je 2 Winkeleisen $64 \times 64 \times 8$ mm. Die Bogenträger liegen in Abständen von 0,91 m, wie dies aus der Abb. 84 zu ersehen ist. Der Armierungskoeffizient beträgt sonach für den Scheitelquerschnitt bloß 0,83 vH.

Die Beanspruchungen, ohne Berücksichtigung der Temperaturwirkung, sind 35 kg/cm² Druck im Beton, 3,5 kg cm² Zug im Beton und 850 kg/cm² im Eisen.

Die Fahrbahn erhielt eine überhöhte, 15 cm starke Decke aus Teerbeton auf einer Flußsandschicht, welche den Scheitel der Gewölbe 15 cm hoch überdeckt.

Unter den Fußwegen sind die Gas- und elektrischen Leitungen angebracht.

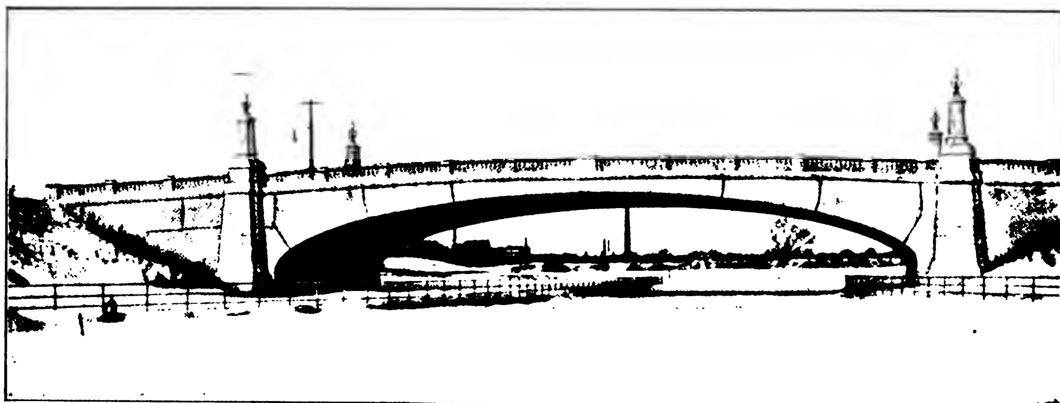


Abb. 86. Brücke im Brook-Park, Newark, N.-J.

Die Widerlager und Pfeiler sind aus Stampfbeton in der Mischung 1 : 3 : 6 hergestellt; sie wurden zwischen Fangdämmen fundiert. Die schlank gehaltenen Pfeiler sind in der Kämpferlinie bloß 2,06 m stark. Die Stirnmauern wurden in einem Stück mit dem Gewölbe hergestellt. Die Betonierung des letzteren geschah in Längsstreifen, 3 bis 4 Eisenrippen umfassend, gleichzeitig von beiden Seiten aus. Das Gewölbe wurde nach 28 Tagen bereits ausgerüstet, wobei sich nur wenige Millimeter Senkung ergaben.

Das Bauwerk enthält 8700 m³ Beton und 150 t Eisen. Auf 1 m² Grundrißfläche entfallen etwa 50 kg Eisen.

Die Gesamtkosten betrugen 140 000 Dollar. Die Abb. 85 gibt ein Lichtbild dieser Brücke.

Die Abb. 86 stellt das Lichtbild der Melanbrücke im Brook Park, Newark, N.-J. dar; dieselbe hat eine Lichtweite von 39,6 m und dürfte eine der flachgespanntesten Betonbrücken Amerikas sein. Um einen von den zahlreichen Melanviadukten zu erwähnen, so stellt die Abb. 87 jenen über die Gleise der Louisville und Nashville-Eisenbahn zu Knoxville, Tenn. dar, welcher 13 Öffnungen bei einer Gesamtlänge von 230 m besitzt.

Bis zu welch großen Dimensionen und Lichtweiten Bogenbrücken nach System Melan entworfen werden, mögen einige Beispiele zeigen. Das eine betrifft den Entwurf

der Brücke Charles Bessières in Lausanne, welcher augenblicklich in engem Wettbewerbe mit einer Eisenkonstruktion sich befindet. Der Verfasser dieses Entwurfs, Herr Professor Melan, hatte die Freundlichkeit, uns einige Angaben hierüber zur Verfügung zu stellen. Danach ist der Brückenbogen ein Dreigelenkbogen und hat in der Bogenachse eine Stützweite von 90,4 m und den kleinen Pfeil von nur 8,66 m, wie dies auch aus der Abb. 6 auf Tafel I zu ersehen ist. Die Stärke des Gewölbes beträgt im Scheitel 90 cm und vergrößert sich bis zum Viertel der Spannweite auf 140 cm, um dann bis zu den Kämpfern auf 130 cm abzunehmen. Die Breite der Brückenfahrbahn beträgt 15 m. Sie besteht aus einer 30 cm starken Schotterdecke, die von einer 20 cm starken Eisenbetonplatte getragen wird. Letztere liegt auf Eisenbetonbalken in der Längsrichtung auf, deren Achsenentfernung 2 m beträgt, und die durch 4 m weit abstehende Betonpfeiler auf das Gewölbe gestützt sind. Als Verkehrsbelastung sind vorgeschrieben 450 kg f. 1 m² gleichmäßig verteilt, ferner ein 20 t schwerer zweiachsiger Wagen mit 4 m Radstand, 8 m Wagenlänge. Ferner war verlangt, daß bei alleiniger Wagenbelastung die größte Betondruckspannung 30 kg/cm², die Eisenspannung 1000 kg/cm² nicht übersteige. Für die Berechnung des Gewölbebogens wurde angenommen, daß sich die Achslast von 10 t nach der Breitenrichtung auf 2,5 m verteilt, so daß auf den 1 m breiten Gewölbestreifen nebst der gleichmäßig verteilten Last von 0,45 t



Abb. 87. Melanviadukt zu Knoxville.

f. 1 m² zwei Einzellasten von je 4 t in 4 m Abstand in der jefalls ungünstigen Einstellung zur Wirkung kommen. Von großem Interesse ist die Ausbildung des Querschnitts. Zur Verringerung des Eigengewichts des Betonbogens sind in demselben Hohlräume entworfen, und zwar derart, daß zwischen je zwei in 1 m Abstand liegenden Eisenbogen eine 50 cm breite rechteckige Aussparung angeordnet ist, welche den Bogenleibungen noch durchgehend mindestens 25 cm Stärke beläßt. Die Herstellung dieser Aussparungen ist so gedacht, daß aus dünnwandigem, armiertem Zementguß gefertigte, aus zwei Hälften bestehende Hohlformen eingesetzt und mit Beton umstampft werden, wie dies die Abb. 7 auf Tafel I zeigt.

Das Lehrgerüst, welches infolge der unter der Brücke befindlichen, mit den Dachfirsten bis nahe an die Bogenleibung reichenden Gebäude zum großen Teile freitragend ausgeführt werden muß, soll zunächst nur als Montierungsgerüst für die Eisenbogen dienen. Sind letztere aufgestellt, so wird das Gerüst an sie angehängt und dadurch ausgesteift. Infolge dieser Anordnung kommen etwa 0,8 vom Gewicht der Wölbung unmittelbar auf die Eisenbogen, wogegen die Verbundkonstruktion den restlichen Teil des Eigengewichts und natürlich auch die Verkehrsbelastung zu tragen hat. Die Bogenachse wurde zunächst als Kreisbogensegment angenommen, und wurde danach

das Eigengewicht bestimmt. Dann erfolgte aber eine genauere Formbestimmung nach der Stützlinie des unbelasteten Gewölbes. Hierdurch wurde erreicht, daß die Gurtungen der Eisenbogen durch das angehängte Gewölbegewicht durchweg ziemlich dieselbe Anfangsspannung erfahren. Die Berechnung ergab folgende Kämpferkräfte für 1 m Breite:

	Horizontalschub	Senkrechte Auflagerkraft
vom Gewichte des Gewölbebogens	262,90 t	105,72 t
„ „ der Fahrbahn samt Stützen . .	100,71 t	49,94 t
von der Vollbelastung mit 450 kg/m²	53,08 t	20,34 t.

Die Gurtungen der eisernen Gitterbogenträger bestehen aus je zwei Winkeleisen 100 × 150 × 14 und zwei aufgenieteten Kopfblechen 2 × 400 × 14 mm. Die Querschnittsfläche beider Gurtungen ist 374,2 cm², ihre nutzbare Fläche 340,6 cm². Die äußeren Gurtbleche stehen um 5 cm von den Gewölbeleibungen ab. Untereinander sind die Eisenbogen an acht Stellen durch steife Querrahmen verbunden. Die Gelenke sowohl in den Eisenbogen wie im Betongewölbe sind als stählerne Zapfenlager ausgebildet und in den Abb. 9, 10, 11, 12 der Tafel I zu sehen. Die größten Drücke, welche daselbst auftreten, sind in einem Eisenbogen im Kämpfer 308,5 t, im Scheitel 302,2 t, in dem zwischen zwei Eisenbogen befindlichen Betongewölbestücke im Kämpfer 144,3 t, im Scheitel 114,5 t. Die größte Betondruckspannung bei ungünstigster, gleichzeitiger Belastung mit einem 20 t Wagen und mit Menschengedränge erreicht 36 kg/cm², die Eisenspannung 1090 kg/cm². Das Gewicht eines Gitterbogens ist mit 32 100 kg veranschlagt. Insgesamt sind in dem Brückenbogen (ohne Fahrbahn) 537,5 t Flußeisen, 26,1 t Stahlguß und 15,9 t Rohguß enthalten.

Das andere Beispiel ist der Entwurf eines Melanviadukts über das Menomonee-Tal zu Milwaukee, Wis. Nach dem von der Concrete Steel Engineering Company verfaßten Entwurf besitzt der Viadukt sieben Öffnungen zu 38,5 m Lichtweite, eine Mittelöffnung zu 76,55 m Lichtweite und endlich zwei Randöffnungen von 14,70 m Lichtweite (Abb. 4 u 5 der Tafel I). Sämtliche Bogen sind als eingespannte Konstruktionen ausgebildet. Für die Berechnung wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt: 500 kg/m² gleichmäßig verteilte Last, ferner Lastwagen von 24 t in Achsenentfernungen von 3 m und je ein elektrischer Wagenzug von 16,5 m Länge und 50 t Gewicht auf jedem der Straßenbahngleise, welche 3,3 m Achsenentfernung besitzen. Ferner wurde ein Temperatureinfluß von ± 40° F. berücksichtigt.

Die zulässigen Spannungen betragen im Bogenbeton auf Druck einschließlich Temperatureinfluß 50 kg/cm², auf Zug 6 kg/cm², auf Abscheren 6 kg/cm². Die Brückenbreite beträgt 18 m, wovon je 3 m auf die beiderseits angeordneten Fußsteige entfallen, wie dies die Abb. 2 u. 3 der Tafel I zeigen. Die Armierung der Bogen ist mit eisernen Gitterträgern vorgesehen (Abb. 1 der Tafel I). Auf sämtlichen Bogen befinden sich in Achsenabständen von 4,2 m Querwände aus Eisenbeton, welche hinwieder die Fahrbahntafel ebenfalls aus Eisenbeton tragen. Alle anderen Einzelheiten sind aus den entsprechenden Abbildungen der Tafel I zu ersehen.

Endlich sei der Entwurf der Henry Hudsonbrücke[1]) erwähnt, der wohl das kühnste Objekt im Betonbogenbrückenbau vorstellt. Diese von der Stadt New-York vorgesehene Brücke übersetzt den Harlem River bei Spuytenduyvill in der Verlängerung der 220. Straße und paßt durch ihr monumentales Äußere (Abb. 88) völlig in die hier geplanten Parkanlagen. Die Brücke wird die Straße, die Fußwege und vier Linien

[1]) Eng. Record 1907, 16. Nov.

Abb. 88. Ansicht des Entwurfes der Henry Hudsonbrücke.

Abb. 89. Längsschnitt der Christinenbrücke in San Sebastian.

Abb. 90. Schnitt durch einen Zwischenpfeiler bei der Brücke in San Sebastian.

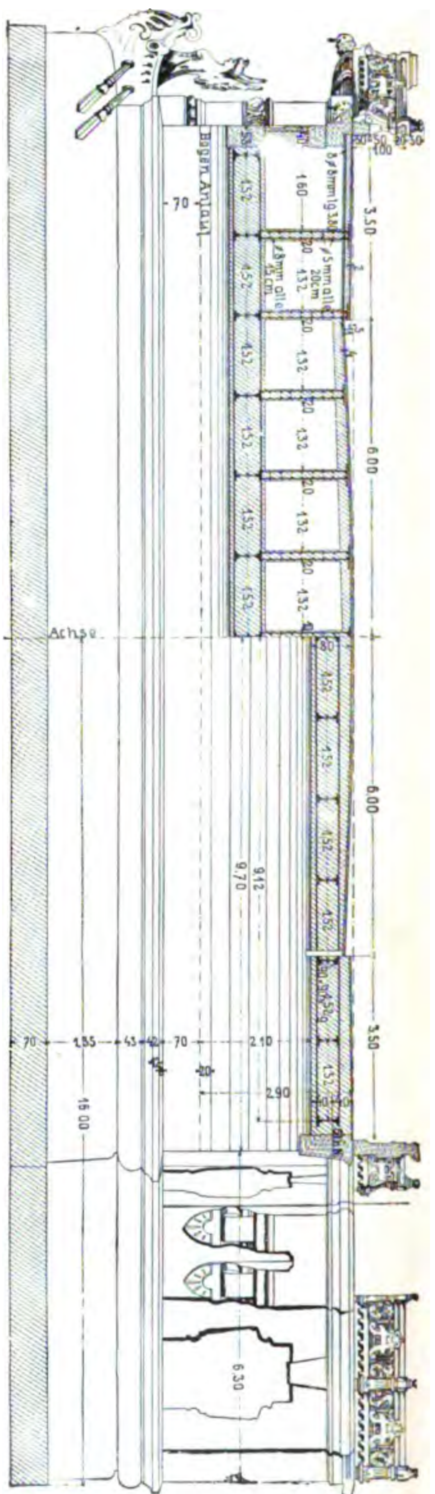


Abb. 91. Querschnitt der Christinenbrücke in San Sebastian.



Abb. 92. Brücke in San Sebastian während der Ausführung.

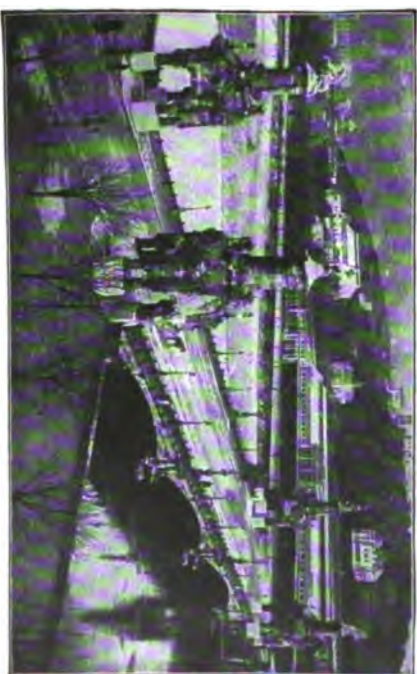


Abb. 93. Brücke in San Sebastian.

der Straßenbahn in einer Höhe von 65 m über dem Mittelhochwasser über den Fluß führen und besitzt eine Gesamtlänge von 852 m bei einer Breite von 24 m. Sie wird eine Mittelöffnung besitzen von 213 m Lichtweite, mit mächtigen, monumental ausgebildeten Standpfeilern über den Widerlagern der Hauptöffnung, während einerseits sich noch drei, anderseits noch vier volle Öffnungen von je 30 m Lichtweite anschließen. Die Lage der Brücke ist für die Gründungsverhältnisse sehr günstig, da der feste Gneisfels nahe der Bodenoberfläche sich befindet, und es dürfte beim Bau der Widerlager nicht tiefer als auf 6 m gegangen werden, was immer noch in offenen Baugruben ermöglicht werden kann. Die Stützweite des Hauptbogens beträgt 217,5 m, der Pfeil 53,1 m. Der Bogenquerschnitt geht auf die ganze Brückenbreite durch und hat eine Scheitelstärke von 4,5 m und eine solche am Widerlager von 8,4 m. Über dem Scheitel trägt der Hauptbogen Spandrillenöffnungen auf Längswänden, während im übrigen Teil senkrechte Pfeiler von 2,4 × 6,6 m angeordnet erscheinen, welche Sparöffnungen von rund 9 m Lichtweite tragen. Der Hauptbogen ist armiert mit 48 Eisenrippen, bestehend aus vier Winkeleisen von 200 × 200 mm Stärke, die gegenseitig vergittert sind. Diese Rippen reichen tief in das Widerlager und gewährleisten die Einspannung des Bogens. Der Entwurf stammt von Professor Wm. H. Burr.

Dem System Melan ganz ähnlich ist das des spanischen Ingenieurs Ribera.

Als Beispiel eines Objekts nach diesem System sei die Bogenbrücke im spanischen Kur- und Hafenorte San Sebastian erwähnt.[1]) Diese Brücke stellt die Verbindung des Bahnhofs mit dem eigentlichen Kurorte vor und besteht aus drei Bogen von 24 m Spannweite und nur 1,9 m Stich. Jeder Bogen ist mit 13 Profileisenrippen armiert, welche im Abstande von 1,52 m angeordnet sind und aus je zwei Winkeleisen von 50 × 50 × 5 mm Stärke im Ober- und Untergurt bestehen, welche durch ein diagonales Flacheisennetz ausgefacht sind (Abb. 89 u. 90). Diese Eisenrippen reichen tief in die Zwischenpfeiler und Endwiderlager, und diese Konstruktion bildet daher einen eingespannten Bogen. Die nutzbare Fahrbahnbreite beträgt 19 m, wovon 12 m auf die Straße und je 3,5 m auf die beiderseitigen Fußwege entfallen. Die Fahrbahn besteht aus einer Asphaltpflasterung, welche direkt auf einer 20 cm starken Eisenbetonplatte aufruht, die mit 10 mm starken Rundeisen armiert ist. Diese Platte ruht wieder auf 20 cm starken Eisenbetonwänden auf, welche in Achsenentfernungen von 1,52 m parallel zur Brückenachse laufen (Abb. 91). Die dadurch geschaffenen Hohlräume (Spandrillen) gehen auch über die zwei Mittelpfeiler und die Landwiderlager. Die in den Abb. 89 u. 90 ersichtliche Fundamentplatte ruht auf Eisenbetonpiloten von 5 m Länge, 25 cm im Geviert und 25 t Tragfähigkeit. Die Herstellung der Brücke erfolgte in drei Längsstreifen, wie dies die Abb. 92 zeigt. Mit Rücksicht auf diesen hocheleganten Stadtteil hat man der Brücke auch eine architektonische Ausschmückung gegeben mit einem Reichtum an Formen und Farben, von denen uns die Abb. 93 keinen vollständigen Begriff gibt. Die Stirnflächen wurden mit Kunststein verkleidet. Die 4,18 m hohen Obelisken, gestützt auf je drei Säulengruppen, machen trotz ihres monumentalen Charakters einen viel leichteren Eindruck.

Auch die Bogenbrücken bezw. deren Armierungen nach dem System v. Emperger gliedern sich den Melanbrücken an. Die Armierung nach diesem System besteht in eisernen Bogenrippen, deren Ober- und Untergurte den vollen für die Zugwirkung nötigen Querschnitt besitzen, welche aber nur mit so einer Verstrebung ausgestattet sind, wie sie zwecks leichterer Montierung nötig erscheint. Diesen Eisen sparenden Konstruktionsgrundsatz hat die Concrete Steel Engineering Company in New-York als

[1]) Beton u. Eisen 1907, S. 168.

Eigentümerin des Patentes in allen ihren neuen Bauten eingeführt Die Abb. 94 zeigt das Lichtbild der Newell Avenue-Brücke im botanischen Garten von New-York, bei welcher alle Einzelheiten der Patentangaben v. Empergers eingehalten worden sind. Diese Brücke hat eine Lichtweite von 15 m und ist mit Granitsteinen verkleidet. In allen übrigen Fällen finden wir dasselbe in Verbindung mit den Systemen Melan u. Thacher ausgeführt vor.



Abb. 94. Newell Avenuebrücke im botanischen Garten von New-York.

Brücken nach System Möller.

Ein anderes System gewölbter Betonbrücken mit steifen Eiseneinlagen ist das von Prof. Möller, das in der neuesten Zeit zur Anwendung gelangte. Haben bei den zuletzt erwähnten Systemen Melan und Ribera die Eisenrippen meist symmetrische Profile, so verwendet Professor Möller unsymmetrische Profile, indem er große Eisenflächen dort anordnet, wo die größten Zugwirkungen eintreten und verfolgt hier mehr oder weniger folgerichtig seinen für Plattenbalken angewendeten Grundsatz, der an anderer Stelle ausführlicher behandelt ist. Ein Beispiel einer solchen Brücke ist die Königsbrücke in Düsseldorf.[1]) Diese im Zuge der Grabenstraße gelegene Brücke stellt einen flach gespannten Bogen dar, dessen Verhältnis von Pfeil zur freien Spannweite etwa $^1/_{15}$ beträgt. Der in der Abb. 95 im Längsschnitt eingezeichneten Drucklinie wurde ein übliches Pfeilverhältnis von rund $^1/_7$ gegeben, so daß dadurch Widerlager

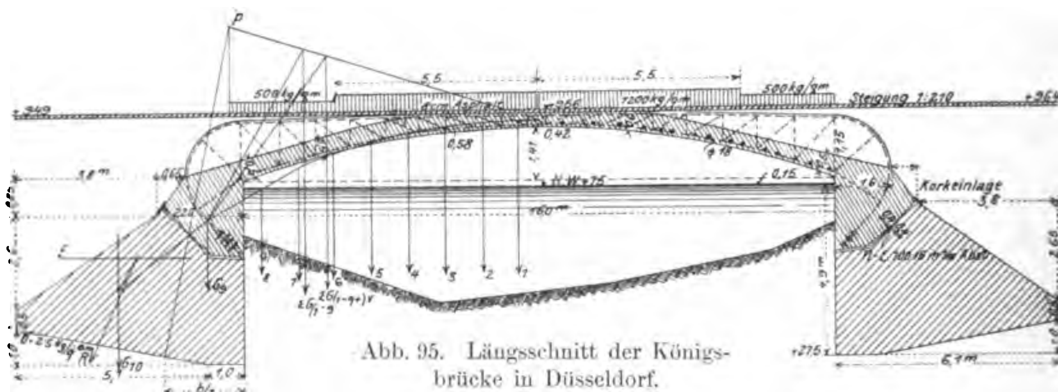


Abb. 95. Längsschnitt der Königsbrücke in Düsseldorf.

gewöhnlicher Abmessung entworfen werden konnten, welche in diesem besonderen Falle immerhin beträchtliche Maße aufweisen, da dem Baugrunde nur der geringe Druck von kaum 2,5 kg/cm² an der meistbeanspruchten Kante zugemutet werden konnte.

Der im Entwurf der Bauverwaltung ursprünglich vorgesehene flache Gewölbebogen wurde aber beibehalten; er verläuft daher mit seiner Unterkante oberhalb der Drucklinie, so daß diese nun unterhalb des Gewölbes gegen den Kämpfer hin durch die Luft geht. Das führt zur Entstehung eines vom Gewölbescheitel gegen die Kämpfer anwachsenden, negativen Biegungsmomentes, dem durch eine entsprechende Eisenbetonkonstruktion begegnet werden muß; es entsteht Zug oben und eine Vermehrung des Druckes unten. Um diese durch die Biegungsspannung veranlaßten Kräfte nun möglichst klein zu halten, sind die gezogenen Eisen aus dem Gewölbe herausgelegt, so daß ihr Abstand von dem Druckbogen und daher ihr Hebelarm groß wurde. Sie liegen

[1]) Deutsche Bauztg. 1907. 10. April (Zementbeilage).

unmittelbar unter der Fahrbahn in Betonrippen, welche nun die Verbindung der oberen gezogenen Eisengurte mit dem Gewölbe herstellen, wie dies in der Abb. 96 zu sehen ist. Der tragende Gewölbequerschnitt bildet aber immer noch ein auf die ganze Brückenbreite zusammenhängendes Rechteck, das nur durch nach oben gerichtete Rippen verstärkt erscheint. Die Verbindung der gezogenen Eisen mit dem oberen Teile des Widerlagers erfolgt durch bogenförmige, jeweils in das Widerlager eingreifende Fortsetzungen der oberen gezogenen Eisen, welche je etwa einen Viertelkreis bilden und an ihren Enden durch quer aufgenietete Winkeleisen mit dem Beton des Widerlagers verbunden sind, wie dies die Abb. 97 zeigt. Unterhalb dieser gebogenen Eisen, da, wo die Vereinigung der Einspannkräfte mit dem als Luftlinie auftretenden Gewölbedruck erreicht ist, befindet sich im Widerlager eine Fuge mit Gelenk. Somit ist neben der Einspannung durch diese Anordnung und durch das vorhandene Scheitelgelenk dem Bogen die Möglichkeit gegeben, sich in seinen Längenverhältnissen der Wirkung der wechselnden Temperatur anzupassen, ohne daß im Baumaterial nachteilige Temperaturspannungen entstehen können. Das Gelenk im Widerlager ist durch eine Bleiplatte gebildet und in Abb. 98 zu sehen. Ein Gleiten vom oberen Teile des Widerlagers auf der Bleiplatte ist durch senkrecht zur Berührungsebene stehende einbetonierte Flacheisen verhindert. Die sichere Offenhaltung der Fugen bei Herstellung des Betonkörpers des oberen Widerlagerstücks ist durch Eisenbetonplatten bewirkt, welche im voraus hergestellt und im erhärteten Zustande, als Schalung dienend, eingebaut sind.

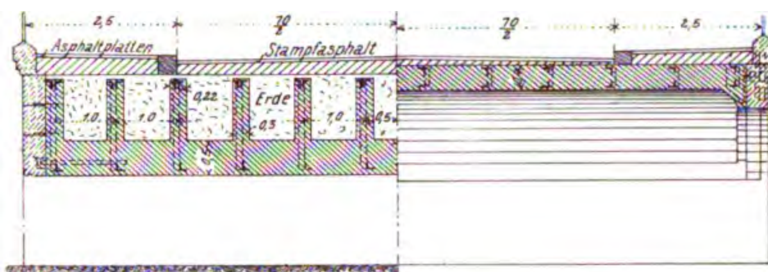


Abb. 96. Querschnitt der Königsbrücke in Düsseldorf.

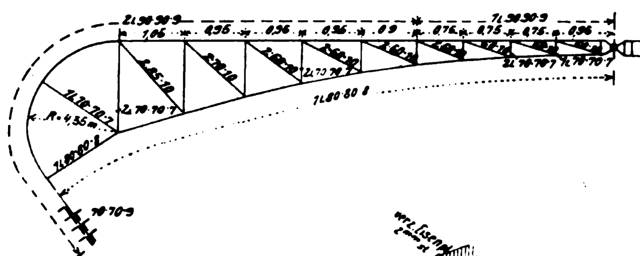
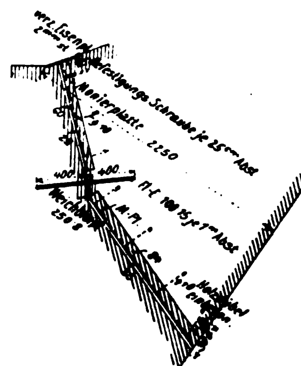

Abb. 97. Armierungsschema der Königsbrücke in Düsseldorf.



Abb. 99. Scheitelgelenk der Königsbrücke in Düsseldorf.


Abb. 98. Widerlagergelenk der Königsbrücke in Düsseldorf.

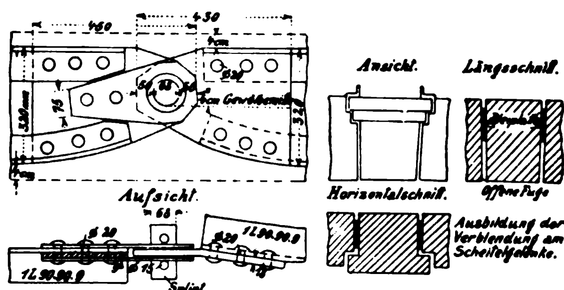


Abb. 100. Scheitelgelenk der Eisenrippen der Königsbrücke in Düsseldorf.

Mit Haken versehene Rundeisen von 10 mm Stärke stellen die dauernde Verbindung dieser Platten mit dem oberen Teile des Widerlagers her. In ähnlicher Weise ist die Scheitelfuge gebildet (Abb. 99); sie ist oben durch eine Eisenbetonplatte abgedeckt. Der Hohlraum unter letzterer ist durch ein Rohr entwässert. Auch die Eisenkonstruktion hat ein Scheitelgelenk erhalten, das in der Abb. 100 zu sehen ist. Die Mittellinien der Eisen sind so geführt, daß sie angenähert in eine gerade Linie fallen. Um der Brücke das erwünschte massive Aussehen zu geben, ist der Stirnbogen im Scheitel stärker gehalten als das Gewölbe im Inneren. Dort verläuft die Drucklinie durch das obere Drittel des Bogens, welchem Umstande bei der Lage der Bleiplatte, welche das Kämpfergelenk ersetzt, Rechnung zu tragen ist (Abb. 100). Die Betonierung dieser Brücke ist am 10. Oktober 1906 beendet worden. Die Abb. 101 gibt ein Licht-



Abb. 101. Königsbrücke in Düsseldorf während der Ausführung.

bild der Brücke während der Ausführung, während in der Abb. 102 die fertige Brücke zu sehen ist. Bei der am 15. Februar 1907 erfolgten Belastungsprobe, die mit einer schnellfahrenden, 17,5 t schweren Dampfwalze ausgeführt wurde, ergab sich eine vorübergehende Durchbiegung von 0,3 mm am Gewölbescheitel.

Brücken mit steifen und schlaffen Eiseneinlagen.

Im Anhange an die gewölbten Brücken mit nur steifen Eiseneinlagen mögen einige Ausbildungen besprochen werden, wo außer steifen Eiseneinlagen auch Rundeisen zur Anwendung gelangten. Diese Beispiele bilden eine Art Übergang zu der großen Gruppe von Eisenbetonbogenformen mit nur schlaffen Eiseneinlagen.

Wegüberführung der Moselbahn bei Wasserliesch.[1])

Bei dieser Brücke reichte der zwischen dem Lichtraumprofil und der Gewölbeleibung vorhandene Raum nicht hin, um ein Lehrgerüst gewöhnlicher Art unterbringen zu können; auch ein eisernes, die Schalung als Bogen tragendes Gerüst hätte im günstigsten Falle den ganzen Spielraum in Anspruch genommen, was gewöhnlich nicht

[1]) Beton u. Eisen 1903, Heft II.



Abb. 102. Die Königsbrücke in Düsseldorf.

gestattet wird. Diese eisernen Lehrgerüste sind auch nur dann mit Vorteil anzuwenden, wenn sie bei mehreren gleichen Bauwerken wiederholt gebraucht werden können.

Da das Gewölbe in Moniersystem ausgeführt werden sollte, so lag es in diesem Falle nahe, die Eiseneinlage im Gewölbe so zu gruppieren bezw. auszubilden, daß sie eine tragende Bogenkonstruktion bildete, an welche die Verschalung angehängt werden

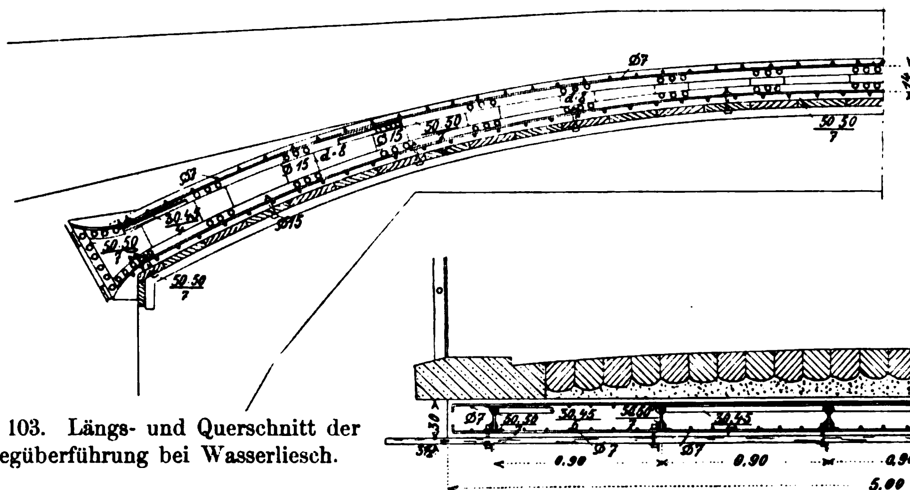


Abb. 103. Längs- und Querschnitt der Wegüberführung bei Wasserliesch.

konnte, in der Weise, daß der Raum unter dem Gewölbe von allen Gerüsten vollständig frei blieb.

In der Abb. 103 sind diese eisernen Bogenträger im Längs- und Querschnitt eingehend dargestellt. Es sind deren sechs Stück in einem gegenseitigen Abstande von 0,90 m angeordnet und durch einen leichten Horizontalverband gegen seitliches Ausknicken gesichert. In der Höhe des oberen und unteren Randes ist je noch ein Geflecht von 7 mm starken Längs- und Querdrähten eingelegt.



Abb. 104. Wegüberführung bei Wasserliesch.

Die 3,5 cm starken Schaldielen finden ihre Unterstützung auf Winkeleisen 50 × 50 × 7 mm, die, nach der Leibungsform gebogen, in Abständen von 80 bis 100 cm an den darüber verlaufenden Bogenträgern durch 15 mm starke Schrauben aufgehängt sind. Zur Ausschalung der Gewölbe, als man also die Winkeleisen und Schaldielen entfernen mußte, wurden die Schrauben aus ihren einbetonierten Muttern herausgedreht und die so entstandenen Hohlräume nach Wegnahme der Schalung mit Zementmörtel ausgestopft.

Die eisernen Bogenträger mit fest aufsitzenden Enden bestehen je aus vier Winkeleisen 50 × 50 × 7 mm, die in Entfernungen von 50 cm miteinander verbunden sind; an den Enden konnte die richtige Auflagerung durch je zwei Keilpaare geregelt werden. Die Berechnung der Bogenträger erfolgte unter der Annahme halbseitiger Fertigstellung des

Gewölbes, obgleich dieser ungünstigste Belastungsfall bei der Ausführung vermieden wurde, indem man mit dem Betonieren des Gewölbes an beiden Kämpfern und im Scheitel gleichzeitig begann.

Bei der vorliegenden Konstruktion wird der Beton durch die Eiseneinlage weit mehr entlastet, als dies bei gewöhnlichen eisenarmierten Betongewölben der Fall ist, denn die Eigenlast des Gewölbes wird ausschließlich von den eisernen Bogen getragen, und erst das Gewicht des weiteren Aufbaues und die Verkehrslast werden vom Eisen und Beton gemeinschaftlich nach Maßgabe der elastischen Formänderungen aufgenommen.

Ein großer Vorzug der beschriebenen Konstruktion ist der, daß das Ausschalen schon nach kurzer Zeit und ohne besondere Vorsicht, etwa nach acht Tagen, erfolgen

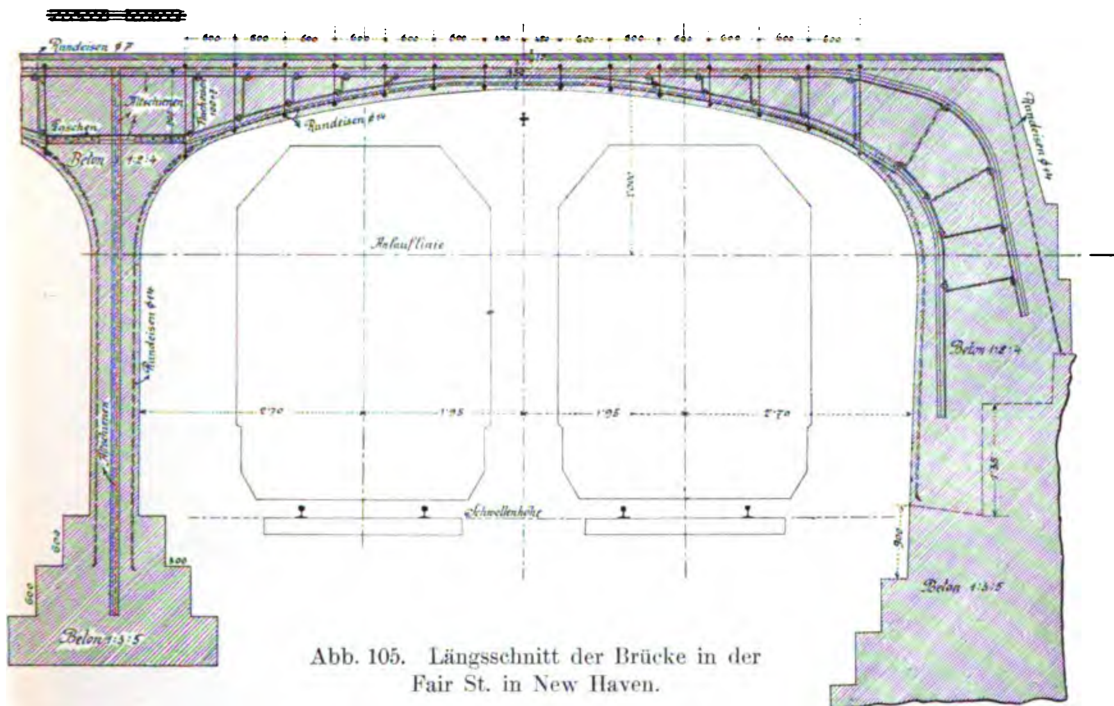


Abb. 105. Längsschnitt der Brücke in der Fair St. in New Haven.

kann, wenn der Beton so weit erhärtet ist, daß er sich mit genügender Sicherheit zwischen den eisernen Bogen frei tragen kann. Bei den gewöhnlichen Eisenbetongewölben kann das Lehrgerüst erst etwa nach vier Wochen weggenommen werden. Die Abb. 104 zeigt diese Brücke im Lichtbilde.

Endlich sei einer Ausführungsart von gewölbten Brückenformen Erwähnung getan, welche namentlich in der neuesten Zeit in den Vereinigten Staaten Nordamerikas sehr häufig in Anwendung kommt. Es sind dies meistens Bauten, welche von den verschiedenen großen Eisenbahngesellschaften bei der Erweiterung ihrer Bahnhöfe und Gleisanlagen zur Ausführung gelangen, und es liegt klar auf der Hand, daß diese Gesellschaften ihr unbrauchbares Altmaterial an Schienen, Blechen, Bolzen usw. möglichst wirtschaftlich wieder verwerten, indem sie dieses im Verein mit neuen Eiseneinlagen zur Armierung von Betonbrücken anwenden. Der Längsschnitt durch diese gewölbten Objekte entspricht zwar nicht ganz unserer Ansicht über einen Bogen, vielmehr stellen diese Objekte Kragträger dar, welche in die Zwischenpfeiler und Widerlager eingespannt sind, die nach derselben Weise armiert sind. So stellt die

Abb. 105 einen Teil des Längsschnitts der Brücke in der Fair St. in New Haven[1]) vor, während die Abb. 106 einen Querschnitt wiedergibt. Die innere Leibung ist ein Korbbogen und ähnelt sehr einer flachen Ellipse. Das Eisengerippe besteht aus einer unteren Altschiene, welche nach der Form der Leibung gekrümmt ist, mit ihrem Fuße nach oben gekehrt, und aus einer oberen Altschiene, die gerade mit ihrem Fuße nach unten gekehrt durchgeht. Die Lagerung ist stets so angeordnet, daß über den äußersten Schienenkanten noch stets 75 mm Beton verbleiben. Diese durchgehenden Eisenrippen aus Altschienen sind am Scheitel vernietet und an den anderen Stellen durch alte Flacheisen verbunden, die an der Vernietungsstelle winkelartig gebogen sind. In den Mittelpfeilern sind diese Schienen mit einer daselbst senkrecht ange-

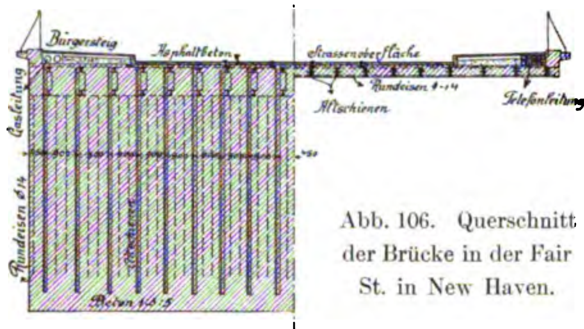


Abb. 106. Querschnitt der Brücke in der Fair St. in New Haven.



Abb. 107. Brücke in der Fair St. in New Haven.

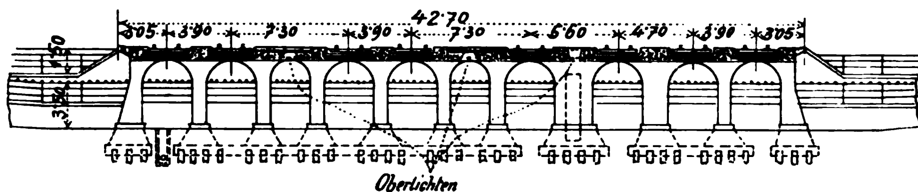


Abb. 108. Gesamtquerschnitt der Mainstraßenübersetzung in Winnipeg.

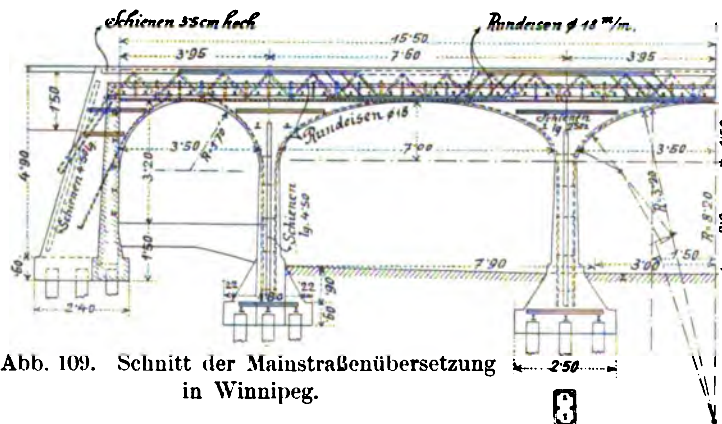


Abb. 109. Schnitt der Mainstraßenübersetzung in Winnipeg.

ordneten Schiene in Verbindung gebracht, während sie in die Widerlager mittels eigener Krümmungen tief hineingreifen. Diese Altschienenrippen sind in Entfernungen von 90 cm gelagert. Auf diesen so hergestellten Rippen wurde nun ein Geflecht von Ransome-Eisen von 13 mm Stärke gelagert, und zwar in der Weise, daß sowohl auf der Oberkante der oberen, als

[1]) Concrete Engineering 1907. 1. und 15. Mai.

auch auf der Unterkante der unteren Altschienen in Entfernungen von 60 cm senkrecht zur Brückenachse und in Entfernungen von 30 cm parallel zur Brückenachse Ransomeisen angeordnet wurden, deren Verknüpfungspunkte durch senkrechte bügelartige Ransome-Eisen von 6 mm Stärke verbunden sind. Es steckt auf diese Weise sehr viel Eisen in dieser Brücke, und zwar beträgt die Eisenarmierung am Scheitel 2 vH.

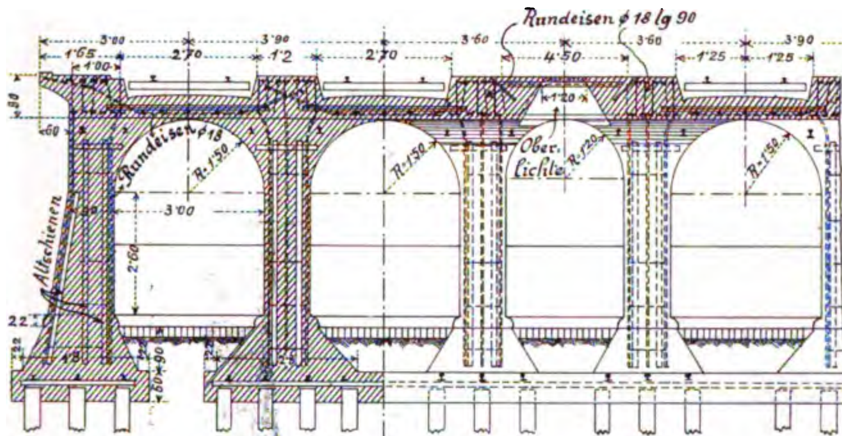


Abb. 110. Schnitt der Mainstraßenübersetzung in Winnipeg.

Die Scheitelstärke beträgt 35 cm. Die Brücke hat 4 Lichtweiten und eine Gesamtlänge von 45 m, überspannt 8 Gleise und hat eine Breite von 12 m, wovon 7,8 m auf die Fahrbahn und je 2,10 m auf die Bürgersteige entfallen. Fahrbahn und Bürgersteige sind aus einer 7,5 cm starken Asphaltbetonschicht gebildet. Die Abb. 107 zeigt ein Lichtbild dieser Brücke.

In ganz ähnlicher Weise wurden sehr viele andere Brücken in Nordamerika ausgeführt, und sei von den vielen nur die Übersetzung der Mainstraße in Winnipeg für die Canadian Pacific-Eisenbahn erwähnt.



Abb. 111. Mainstraßenüberführung in Winnipeg.

Acht Gleise dieser Eisenbahn kreuzen die Mainstraße in Winnipeg, Manitoga, unter einem Winkel von 86° 9' auf einer Eisenbetonkonstruktion[1]) von 30 m Länge und 42,7 m Gesamtbreite, wie dies aus der Abb. 108 zu ersehen ist. Die ganze Trag-

[1]) Eng. Record 1906, 15. Sept., S. 293.

konstruktion wird durch vier Reihen von je elf Pfeilern getragen. Die Hauptbogen haben ihre Achse parallel zur Mainstraße und bestehen aus fünf Bogen, von denen die drei mittleren je 7 m, die beiden äußeren je 3,50 m Lichtweite besitzen (Abb. 109). Die Bogenform setzt sich aus sieben Kreisbogen zusammen und hat das Aussehen einer Ellipse. Einen Schnitt senkrecht auf die Gleisachse zeigt die Abb. 110. Die Teile über den Pfeilern stellen vollständige Träger vor, welche parallel zu den Gleisen laufen und sowohl an der oberen als auch an der unteren Fläche mit Eisenbahnschienen armiert sind. Die einzelnen Träger sind durch eine Art Platte von 45 cm Stärke miteinander verbunden, welche an der unteren Fläche ebenfalls mit Eisenbahnschienen armiert ist, die senkrecht auf die Gleisachse angeordnet sind und in die Längsträger tief eingreifen. Diese Querschienen sind außerdem durch Rundeisen zusammengehalten, welch letztere gegen die Enden zu aufgebogen sind und in die Längsträger eingreifen, wie dies die Abb. 110 zeigt. Die unteren Seiten der Platte als auch der Träger sind nach Bogen geformt und geben dem ganzen Objekt das Aussehen einer Bogenkonstruktion, was es eigentlich nicht ist. Zwischen je zwei Gleispaaren sind zwei Plattformen von 4,5 m und eine von 3 m Breite angeordnet, in welchen sich Oberlichter befinden, wie dies die Abb. 108 u. 110 zeigen. Die Pfeiler haben senkrechte Wände parallel zu den Gleisen, während die anderen Wände einen Anzug besitzen. Die Fundamente dieser Pfeiler ruhen auf Holzpiloten auf, deren Köpfe in einer Betonplatte eingebettet sind, welche ebenfalls mit Eisenbahnschienen armiert ist. Jeder Pfeiler ist mit zwei Eisenbahnschienen und sechs Stück Rundeisen von 18 mm Stärke armiert, welche durch Bügel in 90 cm Entfernung zusammengehalten werden. In den Trägern liegen die Schienen mit ihrem Stege wagerecht, und sind an den senkrecht stehenden Schienenfuß je zwei Flacheisen angenietet, welche eine gitterförmige Ausfachung bilden. Die Träger sind in jenen Teilen, wo die größten Momente auftreten, also in der Mitte unten, über den Pfeilern oben, mit 4,5 m langen Eisenbahnschienen armiert. Jedes Schienenpaar ist durch 18 mm starke Rundeisen in Entfernungen von 45 cm verhängt. Der Beton für die Bogenkonstruktion wurde im Verhältnis 1 : 2 : 4 gemischt. Der Entwurf dieses Objekts stammt von Herrn Henry, und es wurde von der Unternehmung Deeks u. Deeks in Winnipeg ausgeführt. Die Abb. 111 gibt eine Ansicht, die Abb. 112 eine Innenansicht des Objekts im Lichtbilde wieder, aus welcher am besten die Ausbildung zu ersehen ist.



Abb. 112. Innenansicht der Mainstraßenübersetzung.

b) Brücken mit schlaffen Eiseneinlagen.

Brücken nach System Monier.

Die Armierung nach System Monier besteht aus einem Netze von Rundeiseneinlagen meist von kleinem Durchmesser, welches in der Richtung der Bogenachse gelegt ist (Trageisen). Dieses Netz ist zur besseren Fixierung mit schwachen Rundeisen verbunden, welche senkrecht auf die Bogenachse liegen und Verteilungseisen heißen. Bei den ersten kleinen Monierbrücken hat man das Trageisennetz nur in der Nähe der inneren Leibung angeordnet, während heutzutage fast ausschließlich 2 Netze, eines auf der inneren Leibung und eines am Rücken des Bogens, angeordnet werden. Bei diesem System werden keinerlei Quereisen oder Bügel angewendet.

Das System Monier gab den Anlaß zu einer Entwicklung, von welcher der Erfinder wohl selbst keine Ahnung gehabt haben mochte. Schon in der Broschüre von Ingenieur Wayss, Wien 1887, finden wir eine Dorfbrücke von 16,5 m Länge abgebildet. Über die Konstruktion derselben ist leider nichts veröffentlicht, als daß sie auf der Besitzung des Herrn Marquis Tilière im Schloßpark zu Chazelet Indre ausgeführt wurde; das Geländer in Eisenbeton ist mit Rücksicht auf die Umgebung als Nachahmung von Baumästen hergestellt. Drei Jahre später sehen wir auf der Ausstellung in Bremen eine Fußgängerbrücke nach System Monier. Der Bogen dient gleichzeitig als Treppe. Seine Spannweite betrug 40 m und er hatte eine Pfeilhöhe von 4,5 m bei einer Scheitelstärke von 25 cm und einer Bogenstärke am Anlauf von 55 cm.

Bald darauf erfolgte die Ausführung mehrerer Brücken über die Gleise der k. k. priv. österr. Südbahngesellschaft; es möge hier darüber etwas ausführlicher berichtet werden, um dadurch auch die Einführung dieser damals ganz neuen Bauweise zu besprechen.

Gestützt und angeregt durch die großartigen Belastungsresultate der schwachen Monierbogen, welche im I. Bande des Handbuches für Eisenbetonbau des näheren beschrieben werden, entschloß sich die Direktion der k. k. priv. Südbahngesellschaft, eine Reihe von Rekonstruktionsbauten der gewölbten Bahnüberfahrten in ihrer Wiener Lokalstrecke nach dem System Monier auszuführen, da durch das zu gering bemessene Lichtraumprofil bei der ursprünglichen Ausführung der Bahnlinie und durch Forderungen des Verkehrs eine größere Höhe ausgeführt werden muße.

Als ein klassisches Beispiel einer derartigen Ausführung und die durch dasselbe gegebene Gegenüberstellung zwischen älteren und neueren Ausführungen mögen hier die Angaben für den Umbau der gemauerten Überfahrtsbrücke in der Station Mödling der k. k. priv. Südbahngesellschaft Platz finden.[1]) Diese Rekonstruktionsarbeiten konnten auf folgende Weise gelöst werden:

1. Tieferlegung der Gleise,
2. Ersatz durch flache Ziegelsegmentgewölbe,
3. Ersatz durch eine eiserne Tragkonstruktion,
4. Belassung bezw. Adaptierung der bestehenden Widerlager und Ersatz der elliptischen Gewölbe durch einen Segmentbogen nach System Monier.

Von der Lösung 1, Tieferlegung der Fahrbahn, wurde in einem Falle Gebrauch gemacht, in den übrigen neun Fällen davon abgesehen. Die Lösung 2 hätte, abgesehen von recht schweren Rüstungen und größeren Widerlagerverstärkungen, bedeutendere Kosten verursacht. Von Lösung 3, Ersatz der bestehenden Gewölbe durch eiserne

[1]) Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1891, Nr. 13. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Holzer.

Tragkonstruktionen, wurde in einem Falle, wo ein Mittelpfeiler gleichzeitig entfernt wurde, Gebrauch gemacht. Für die übrigen Objekte, insbesondere für das in der Station Mödling befindliche, erwies sich diese Lösung mit Rücksicht auf die Konstruktionshöhe und Wirtschaftlichkeit nicht erwünscht, umsomehr, als bei der Anlegung der neuen Überfahrt die Fahrbahn der Überfahrt tiefer gelegt werden sollte. Es wurde in diesem Falle das Lichtraumprofil um 38 cm erhöht, außerdem die Überfahrtsbrücke in dieser Höhe bedeutend verbreitert und die Fahrbahn um 58 cm gesenkt. Bei den verbleibenden acht Objekten wurde demnach die Lösung 4, die Anwendung von Moniergewölben, in Erwägung gezogen und schließlich nach einem Gutachten Professor Bauschingers und nach in Bezug hierauf durchgeführten Studien an in Deutschland ausgeführten Monierobjekten, die allerdings größtenteils dem Hochbau angehörten, die Ausführung in Monierbauweise beschlossen. Bezüglich der Berechnung der Brückengewölbe äußerte



Abb. 113. Abbruch der bestehenden Überführungsbrücke in Mödling.

sich Herr Oberinspektor Holzer damals wie folgt: Was die Berechnung dieser Konstruktionen anbelangt, so ist wohl noch eine sehr bedeutende Unsicherheit vorhanden, einerseits wegen ungenügender Kenntnis der Elastizitätskoeffizienten für Zug und Druck des Betons, anderseits wegen der Unklarheit über die Wirkungsweise der Eiseneinlagen. Rechnet man einen reinen Stampfbetonbogen (ohne Eiseneinlagen) unter Zugrundelegung der Elastizitätstheorie genau so wie einen eingespannten eisernen Bogen, so kommt man zu Resultaten, die mit den Probebelastungen nicht übereinstimmen, da die wirkliche Tragfähigkeit eine größere ist als die durch Rechnung ermittelte. Ist aber ein Eisennetz eingelegt, so tritt abermals eine ganz wesentliche Erhöhung des Tragvermögens ein. Herr Oberinspektor Holzer hat, um absolut sicher zu gehen, die Berechnung des Bogens derart durchgeführt, daß der reine Stampfbetonbogen (ohne Eiseneinlagen) die für Straßenbrücken I. Klasse normierten Belastungen mit voller Sicherheit zu tragen vermag, daß er also nicht nur den Achsialkräften, sondern auch den Biegungsmomenten Widerstand zu leisten befähigt ist.

Außer der unten angeordneten allgemein üblichen Eiseneinlage ordnete er auf Grund der beim Matzleinsdorfer Monierversuchsbogen gewonnenen Erfahrungen (siehe I. Band Handbuch für Eisenbetonbau) eine in das Widerlager eingreifende und bis ins erste Gewölbeachtel reichende zweite Eiseneinlage nahe dem Gewölberücken an und

dimensionierte diese Eiseneinlagen derart, daß sie allein imstande sind, die Biegungsmomente und einen Teil der Achsialkräfte aufzunehmen. Hierdurch erhält das Gewölbe schätzungsweise eine nahezu zwanzigfache Sicherheit. Auf Grund der glänzenden Resultate der Belastungsproben beim Matzleinsdorfer Monierversuchsbogen erteilte das k. k. Handelsministerium die Genehmigung zur Ausführung der geplanten Moniergewölbe bei acht Objekten. Als Ausgangspunkt war zunächst der Umbau der Mödlinger Brücke ins Auge gefaßt, da dieses Objekt die größten Spannweiten hat und die hier zur Gewölberüstung bestimmten Bohlenbogen, welche für alle Objekte den gleichen Halbmesser hatten, hier zuerst zur Aufstellung kommen mußten (siehe II. Band, S. 230, Abb. 63).

Zur Aufrechterhaltung des Verkehrs über die Bahn wurde zunächst seitlich ein Holzprovisorium errichtet und nach Überleitung des Verkehrs auf dieses mit dem Abtragen der alten gewölbten Bahnüberfahrt begonnen, wie dies die Abb. 113 zeigt. Mit Rücksicht auf den Umstand, daß jede Verkehrsstörung während der Abtragsarbeiten vermieden werden mußte und der Arbeitsplatz ein sehr beschränkter war, mußte für einen tunlichst raschen Abtransport der Abbruchmaterialien durch eigene Arbeits-



Abb. 114. Abbruch des bestehenden Ziegelgewölbes.

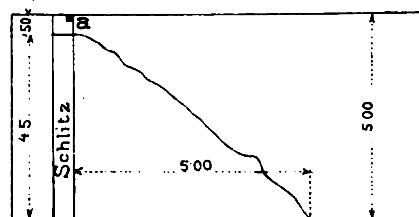


Abb. 115. Abbruchskizze eines bestehenden Ziegelgewölbes.

gleise Vorsorge getroffen werden, welche man durch Schlitze hinter den bestehenden Landwiderlagern führte. Die Zerstörung der Gewölbe wurde in der Weise bewirkt, daß vorerst deren Stärke, welche 90 cm betrug, nach und nach auf eine Ziegelstärke vermindert, auf diesem verschwächten, rund 1 m breiten Streifen die Auslösung der Schlußsteine vorgenommen und der übrige Teil mit schweren Schlägeln hinuntergeschlagen wurde. Bei dieser Gelegenheit soll der Abtrag der Gewölbe bei zwei anderen Objekten besprochen werden. Bei einem auf offener Strecke gelegenen Objekt von 9 m Lichtweite und 5 m Breite, welches in einem Zeitraume von $1^1/_2$ Stunden beseitigt werden mußte, wurde folgendes Verfahren gewählt. Nach Beseitigung der Überschüttung und der Gewölbenachmauerung wurde in der Nähe eines der beiden Widerlager auf die ganze Gewölbebreite ein Schlitz getrieben, welcher den Bogenquerschnitt bis auf eine halbe Ziegelstärke verschwächte (Abb. 114). Nach Beginn des Zeitraumes, in welchem der Bogen entfernt werden mußte, wurde von beiden Gewölbestirnen, gegen die Mitte vorschreitend, der Schlitz ganz durchgeschlagen, so daß schließlich nur noch eine Ziegelbreite, also 15 cm übrig war, ohne daß sich irgendwelche Risse zeigten. Erst als dieser halbe Ziegel nochmals auf die Hälfte reduziert war, als demnach von einer Querschnittsfläche von $75 \times 500 = 37\,500$ cm² nur mehr rd. 115 cm², also nur der 325. Teil übrig war, stürzte der Bogen ein. Ein anderer, gleich dimensionierter Bogen wurde in gleicher Weise in Angriff genommen. Auch hier erfolgte der Einsturz des Gewölbes erst dann, als nur mehr ein Ziegelfragment *a* (Abb. 115) übrig war. Ganz ähnlich wurde bei weiteren sechs zu zerstörenden Objekten vorgegangen, und zwar war das Resultat immer das gleiche, mit Ausnahme eines einzigen Falles, wo die Schlitz-

breite zu gering bemessen war, und wo das Gewölbe beim Niederstürzen sich nochmals einzwängte.

Nach der Vollendung der Abtragsarbeiten in der Station Mödling wurde mit tunlichster Beschleunigung die Herstellung der Mittelpfeiler und der Aufbau der neuen Landwiderlager, welche im ganzen eine Kubatur von 730 m³ hatten, betrieben, worauf mit dem Einbau der Gewölbeeinrüstung begonnen werden konnte. Die Ausführung der Gewölbe war der Betonbauunternehmung G. A. Wayss u. Cie. in Wien übertragen worden. Es wurde festgesetzt, daß das Mischungsverhältnis von Portlandzement, Sand und Schotter genau dasselbe zu sein habe wie bei dem Versuchsobjekt in der Station Matzleinsdorf, demnach für die Gewölbe das Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Portlandzement und 3 Raumteilen reinen gewaschenen Sandes mit Kies bis 2 cm und für Widerlager und Pfeiler das Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Portlandzement, 4 Raumteilen reinen, gewaschenen Sandes und 6 Raumteilen Schotters. Hinsichtlich der Haftzeit für die ausgeführten Arbeiten war die Vereinbarung dahin getroffen worden, daß sie im ganzen drei Jahre zu betragen habe. Im ersten Jahre, vom Zeitpunkt der vorläufigen Übernahme an gerechnet, haftet die Unternehmung mit 10 vH. ihres Verdienstbetrages, für weitere 2 Jahre, stellt sie einen Garantiebrief aus, in welchem sie sich verpflichtet, jeden zutage tretenden Mangel sofort und schnell auf ihre Kosten zu beheben.

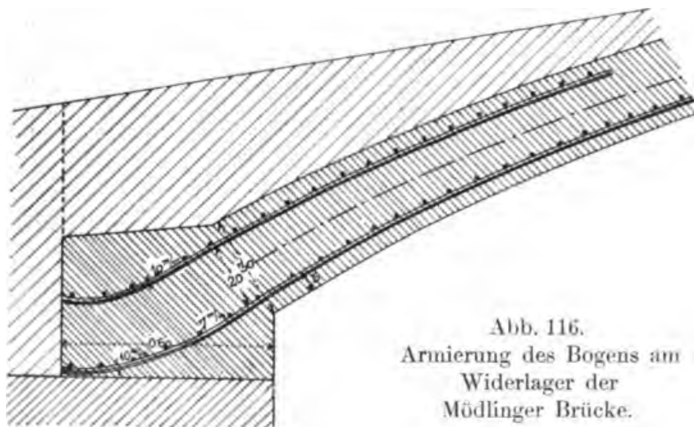


Abb. 116. Armierung des Bogens am Widerlager der Mödlinger Brücke.

Die Mischung des Betons geschah durch zwei Amannsche Betonmischmaschinen. Während die Mischmaschinen auf der Rampe aufgestellt wurden, wurde auf der Gewölbeeinrüstung die Eiseneinlage hergestellt. Diese besteht aus 10 mm starken Tragstäben, welche in der Richtung der Objektachse angeordnet sind und in einem Stück von Widerlager zu Widerlager reichen, bezw. noch je 60 cm hinter die Widerlagerflucht fortgesetzt sind, und aus 7 mm starken Druckverteilungsstäben, welche parallel zu den Widerlagerfluchten gelegt sind und bei welchen gleichfalls keine Stöße vorkommen. Von beiden Stabsystemen wurden je 12 Stück Rundeisen für das Längenmeter angeordnet. Das Verfahren beim Eiseneinlegen war folgendes: vorerst wurde auf der Gewölbeeinrüstung die Einteilung für die Lage der einzelnen Stäbe aufgeschnürt und sodann 7 mm starke, parallel zu den Widerlagern in Entfernungen von rd. 1 m angeordnete Rundeisen auf der Schalung leicht angeheftet. Auf diese kamen die 10 mm starken Tragstäbe der Einteilung entsprechend zu liegen, und zwar wurden diese, um sie in ihrer Lage zu fixieren, an erstere mit Bindedraht befestigt. Über die Tragstäbe wurden sodann in entsprechenden Entfernungen die Druckverteilungsstäbe gestreckt, und geschah die Verbindung mit den Tragstäben gleichfalls nur mit schwachem Bindedraht, da eben nur der Zweck zu erfüllen ist, daß während der Betonierung keine Verschiebung eintritt. Unterdessen wurden auch die kurzen Eiseneinlagen, welche vor der Widerlagerflucht bis in das erste Gewölbeachtel reichen, und deren Stäbe mit denen des Hauptnetzes gleich dimensioniert waren, hergestellt (Abb. 116). Die Be-

deutung dieses zweiten Netzes erklärt Holzer wie folgt: angenommen, es sei das Gewölbe derart geformt, daß bei gleichmäßiger Verteilung der zufälligen Last über die ganze Spannweite die Bogenachse und Stützlinie zusammenfallen. Nimmt man nun die Belastung auf der einen Gewölbehälfte weg und fügt sie auf der anderen hinzu, so ändert sich bei gleichbleibendem Horizontalschube die Stützlinie und zwar läßt sich die größte Abweichung nach Müller-Breslau durch die Formel $\frac{p\,l^2}{64\,H}$ ausdrücken, wobei p die zufällige Last für 1 m Brücke, l die Spannweite und H den Horizontalschub bedeutet. Die Abweichungen der Stützlinie von der Bogenachse in anderen Querschnitten lassen sich durch die Differenzen zwischen den Ordinaten einer Parabel und einer Geraden, welche über der halben Stützweite konstruiert sind, darstellen, und die Stützlinie hat die in Abb. 117 gezeichnete Lage gegenüber der Bogenachse. Daraus ist ersichtlich, daß im äußeren Gewölbeachtel die Stützlinie auf der belasteten Seite unter der Bogenachse ab liegt, daß also die Zugspannnngen im Gewölberücken auftreten, und daß demnach, wenn man dem Eisennetz die Funktion des Aufnehmens der Zugspannungen zumutet, dieses in der äußeren Leibung situiert sein muß.

Diese zweite Eiseneinlage wurde ebenso wie die durchlaufende 60 cm über die Widerlagerflucht fortgesetzt und griff anderseits 30 cm über das erste Gewölbeachtel hinaus.

Die Herstellung der Betongewölbe ging auf folgende Weise vor sich: das auf der Schalung ruhende Eisengeflecht wurde vorerst durch Unterlegen von flachen Steinen in den richtigen Abstand von ersterer gebracht und über den Widerlagern einbetoniert.

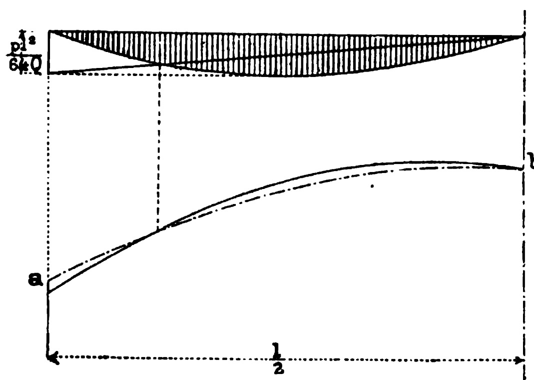


Abb. 117.

Sodann wurde, von beiden Widerlagern ausgehend, mit dem Einbringen des 1 : 3 gemischten Betons begonnen. Der im Zustande feuchter Erde befindliche Beton wurde über der Eiseneinlage ausgebreitet und mit breiten eisernen Kellen so lange geschlagen, bis das Wasser an die Oberfläche trat und die ganze Masse in eine schwingende Bewegung geriet. In dieser Weise wurde gegen die Gewölbemitte gleichmäßig vorgeschritten, unter einem aber auch, von den Widerlagern ausgehend, mit den weiteren Schichten nachgearbeitet, und diese mit eisernen Stößeln senkrecht zum Gewölberücken festgestampft. Nach Erreichung der Höhe der zweiten Eiseneinlage wurde auch diese aufgelegt und in gleicher Weise überbetoniert. Nachdem die projektierte Gewölbestärke hergestellt war, wurde die Oberfläche ausgeglichen, wieder mit der Kelle bearbeitet und leicht verrieben, so daß eine glatte, dichte Fläche entstand. Am 13. August wurde das rechtseitige, am 14. August die beiden anderen Gewölbe beendet, so daß vom Beginn des Abtragens bis zur Fertigstellung der Gewölbe bloß ein Monat verflossen war. Die Menge des an den beiden genannten Tagen erzeugten und verwendeten Betons betrug etwa 150 m³. In den nächsten Tagen wurde die Überbetonierung, der Gewölbe und die Herstellung der Stirnmauern durchgeführt, sowie über die Gewölbe eine rd. 8 cm hohe Sandschicht gebreitet, welche feucht gehalten wurde.

Zwei Wochen nach Vollendung der Gewölbe wurde an die Entfernung der Einrüstung geschritten, was eine recht mühselige Arbeit abgab, da sich die Lehrbogen unter der aufgebrachten Last derart verzwängt hatten, daß trotz Entfernung der Keile die Reibung genügte, die ganze Gewölbeeinrüstung in ihrer Lage zu erhalten. Am 27. September 1890 fand die behördliche Prüfung der fertiggestellten Brücke statt, bei welcher der tadellose Zustand des Bauwerks festgestellt wurde, und am 30. September wurde dieses dem öffentlichen Verkehr übergeben. Die Abb. 118 gibt ein Lichtbild der neuen Überfahrtsbrücke wieder, während die Abb. 119 Längs- und Querschnitt

Abb. 118. Überfahrtsbrücke in der Station Mödling.

dieses Objektes zeigt. Die hergestellten Moniergewölbe auf der Wiener Lokalstrecke der Südbahngesellschaft haben seit jener Zeit tadellos standgehalten und bisher war keinerlei Reparatur an den Monierkonstruktionen erforderlich. Auf Anordnung der k. k. Generalinspektion der österreichischen Eisenbahnen wurden vor kurzem aus den Gewölben einige Stücke ausgebrochen, um festzustellen, ob 1. die Eiseneinlagen inzwischen Schaden gelitten haben oder ob 2. der Beton in irgend einer Weise, etwa durch die

Ansicht und Längenschnitt.
Querschnitt.

Abb. 119. Längs- und Querschnitt der Mödlinger Überfahrtsbrücke.

Rauchgase angegriffen worden sei. Die Untersuchung[1]) ergab, daß das Eisen vollkommen rostfrei und fest am Beton haftend war und daß der Beton wohl an Festigkeit ganz bedeutend zugenommen, ein nahezu kristallinisches Gefüge aufwies, daß aber schädliche Einwirkungen nicht festgestellt werden konnten.

[1]) Mitteilungen von Prof. Dipl.-Chem. Klaudy, Wien.

Seither wurden im Brückenbau Monierbogen bis zu 75 m Lichtweite zur Ausführung gebracht. Die leichte Formgebung und Schmiegsamkeit besonders haben es mit sich gebracht, daß die Monierbauweise trotz des ihr ursprünglich entgegengebrachten Mißtrauens sich schließlich doch überall mit Erfolg Eingang verschaffte. Wir haben einfache Stege, Straßenbrücken, Überbrückungen von Eisenbahnen, wie auch Gewölbe unter den Gleisen selbst zur Ausführung kommen sehen, und die nunmehr nahezu 20 Jahre alten Ausführungen haben keine Mängel gezeigt und sich bestens bewährt. Während in Deutschland hauptsächlich bis in die neueste Zeit nur schwere Stampfbetonausführungen mit und ohne Gelenken stattgefunden haben, wurden in Österreich hauptsächlich die leichteren Bogenformen bevorzugt; in Frankreich, dem klassischen Lande der Eisenbetonkonstruktionen näherten sich die gewölbten Ausführungen immer mehr den eisernen Bogen- und Fachwerkträgern. Im nachstehenden sollen in zwangloser Folge einige solcher Ausführungen eingehender besprochen, andere hinwieder nur als typische Beispiele angeführt werden.



Abb. 120. Monierbrücke in Steyr.

Das erste größere Bogenobjekt in Österreich ist jedenfalls die im Jahre 1890 ausgeführte Brücke in Steyr (Abb. 120) von 16 m Spannweite, 16 cm Scheitelstärke und 30 cm Stärke am Kämpfer. Der Bogen hat ein unten durchlaufendes Netz von 10 mm starken Tragstäben, 12 Stück f. 1 lfd. m, und 7 mm starken Verteilungsstäben, gleichfalls 12 Stück f. 1 lfd. m. Obere Netze sind nur über dem Auflager angeordnet und reichen bis ungefähr $^1/_8$ der Spannweite.



Abb. 121. Monierbrücke in Ingolstadt.

In derselben Zeit wurde eine Monierbrücke von 15,5 m Spannweite, 1,5 m Pfeilhöhe in der Königlich bayerischen Pulverfabrik zu Ingolstadt zur Ausführung gebracht. Die Fahrbahn besteht aus 7 cm starken Monierplatten, welche auf senkrechten Monierrippen, die mit dem Bogen verbunden sind, ihre Auflager finden

(Abb. 121). Im selben Jahre wurde wohl eines der kühnsten Monierobjekte für die Herren Zurlinden u. Cie. in Wildegg in der Schweiz ausgeführt. Der Bogen über-



Abb. 122. Monierbrücke in Wildegg.



Abb. 123. Monierbrücke in Hallein.

brückt einen Kanal unter einem Winkel von 45°. Die Spannweite ist 39 m, die Pfeilhöhe 3,5 m und die Scheitelstärke des Bogens 23 cm (Abbildung 122). Für die Zellulosefabrik Hallein (Abb. 123)

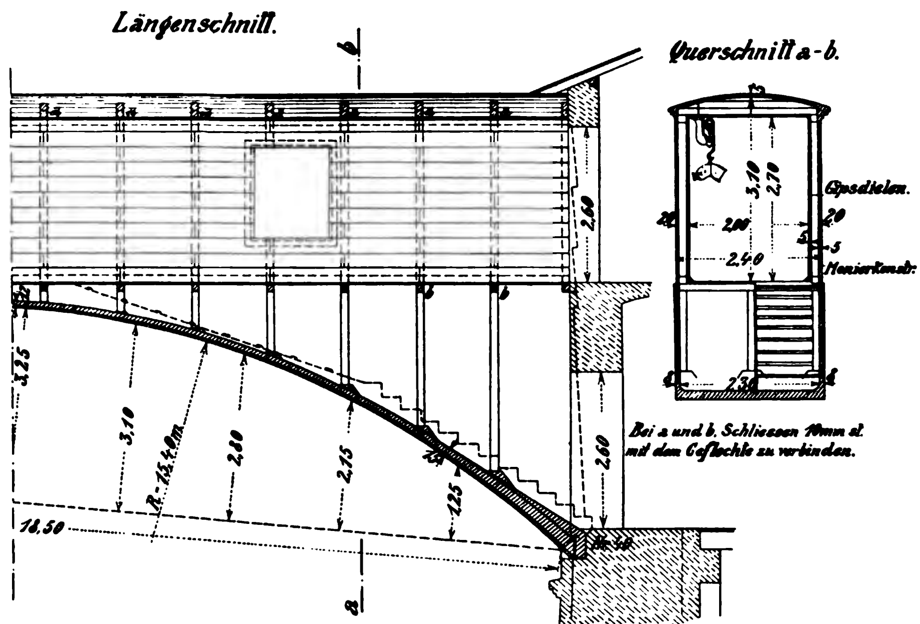


Abb. 124. Längs- und Querschnitt des Verbindungssteges in Steyrermühl.

wurde im Jahre 1891 eine Brücke von 20,5 m Spannweite in Moniersystem ausgeführt. Der Bogen ist am Scheitel 20, am Anlauf 30 cm stark. Eine eigenartige Ausführung ist

durch die Anlage zweier Verbindungsstege über den Untergraben der Papierfabrik Steyrermühl in Oberösterreich gegeben. Die beiden Stege verbinden die beiderseits des Untergrabens liegenden Fabrikteile in der Weise, daß man von zwei Stockwerken gleichzeitig mit demselben Bogen einen Übergang hergestellt hat (Abb. 124). Außer dem Bogen sind die seitlichen Abschlußwände, in welchen einige Fensteröffnungen angebracht sind, in Monierkonstruktion hergestellt und der Verbindungsgang nach oben ebenso abgeschlossen. Die Lichtweiten der Gewölbe betragen 18,6 m bei 2,85 m Pfeilhöhe, bezw. 18,5 m bei un-

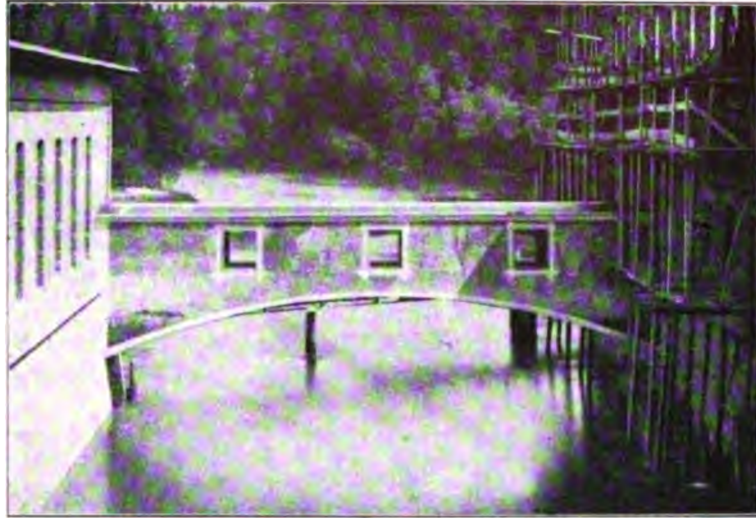


Abb. 125. Verbindungssteg in Steyrermühl.

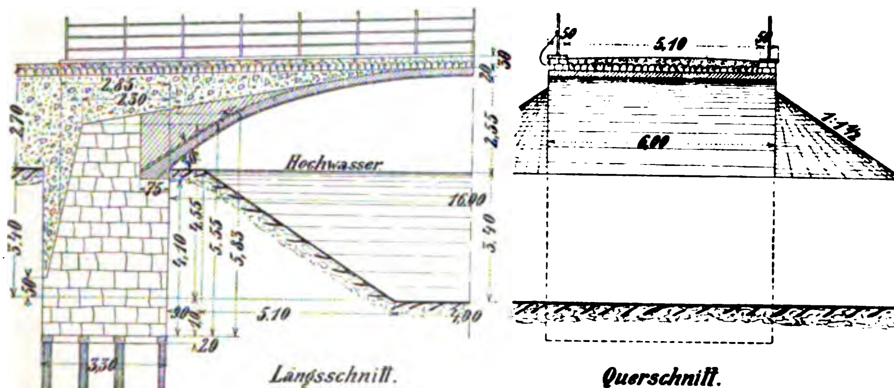


Abb. 126. Längs- und Querschnitt der Brücke in Zöfing.

gleich hoch liegenden Kämpfern und einem Bogenpfeile von 3,25 m. Das Mauerwerk der beiden Fabriktrakte wurde, um es zur Aufnahme des Horizontalschubes zu befähigen, mit einer I-Trägerverstärkung versehen. Die anderen Einzelheiten sind aus den Abb. 124 zu ersehen. Diese beiden interessanten Objekte wurden von der Firma G. A. Wayss u. Cie. in Wien im Jahre 1891 ausgeführt. Die Abb. 125 gibt ein Lichtbild eines dieser Objekte.



Abb. 127. Monierbrücke in Zöfing.

Brücke in Zöfing über die kleine Tulln. Dieses Objekt wurde für Rechnung des niederösterreichischen Landesbauamtes im Jahre 1892 ausgeführt. Der Gewölbebogen hat eine Lichtweite von 16 m bei 2,55 m Pfeilhöhe. Der Bogen hat am Scheitel eine Stärke von 20, am Anlauf eine solche von 30 cm. Die Gewölbebreite beträgt 6 m und der Bogen ist nach der Drucklinie für Eigengewicht und gleichmäßig verteilte Belastung konstruiert. Die in Bruchsteinmauerwerk hergestellten Widerlager stehen auf einem Pfahlrost und der Gewölberücken ist mit dem aufgehenden Widerlagerteil durch eine Hinterbetonierung in Verbindung gebracht (Abb. 126).

Die Fahrbahn steigt gegen die Bogenmitte beiderseits 3 vH. an. Das Mischungsverhältnis für den Beton des Bogens ist 1 : 3. Das unten durchlaufende Tragnetz besteht aus 10 mm starken Tragstäben, 12 Stück für 1 lfd. m, und Verteilungsstäben, gleichfalls 10 Stück für 1 lfd. m. Ein zweites Netz, parallel zum Rücken von gleicher Ausbildung wie das untere, reicht vom Auflager bis in $^1/_8$ der Spannweite. In der Abb. 127 ist ein Lichtbild dieser Brücke zu sehen.

Um eine möglichst gerade Verbindung des Bielitzer Frachtenbahnhofes mit dem Hauptplatze in Biala zu erreichen, wurde im Jahre 1894 in der Verlängerung der Zinngießergasse (Biala) eine gewölbte Monierbrücke erbaut.



Abb. 128. Monierbrücke in Bielitz.

Nach den vom Stadtbauamt eingeholten Informationen über das Verhalten schon länger bestehender Monierbrücken, und nachdem die Betonbauunternehmung G. A. Wayss u. Cie. in Wien die weitgehendsten Garantien geboten, entschloß man sich, die von dieser Firma angebotene Monierbrücke ausführen zu lassen, und zwar mit einer Spannweite von 26 m, einer Pfeilhöhe des Gewölbes von 3 m und einer Breite von 9,80 m, mit zwei Gehwegen von je 1,75 m Breite, das Gewölbe im Scheitel 0,32 m und im Kämpfer 0,45 m stark.

Im Gewölbe sind zwei gleich starke Rundeisennetze angeordnet, deren jedes 12 Tragstäbe von 12 mm und 12 Verteilungsstäbe von 7 mm Durchmesser hatte.

Nachdem die Betonierungsarbeiten beendet waren, sowie die Hinterfüllung der Widerlager und die Brückenbeschüttung vorgenommen und auch das Geländer der Brücke montiert worden war, ging die Herstellung der Zufahrten zu beiden Seiten seitens der Städte Bielitz und Biala der Vollendung entgegen. Mitte Dezember wurden die Zufahrten fertig und die Brücke für den Wagenverkehr freigegeben; diese ist in der Abb. 128 im Lichtbilde zu sehen.

Bei der am 8. Juni 1895 vorgenommenen Belastungsprobe mit einem 18,8 t schweren Wagen betrug die Scheitelsenkung 3,5 mm, die am Anlauf 1,5 mm; erstere ging auf 1,5 mm zurück, während die Senkung am Anlauf sich gleich verhielt; demnach betrug die bleibende Senkung infolge Einpressung der Widerlager 1,5 mm und die elastische Durchbiegung des Bogens 2 mm.

Hochstegbrücke über die Schwarza im großen Höllental. Diese übersetzt die Schwarza unter einem Winkel von 75°. Die Lichtweite des Bogens

ist 19 m und die Stichhöhe beträgt 2,12 m. Der Bogen hat am Scheitel eine Stärke von 18 cm und am Anlauf eine solche von 26 cm. Die Fahrbahn liegt 10 m über dem Normalwasser. Das rechte Widerlager ist direkt in eine Felsnase der Rax eingesprengt und bot keine Schwierigkeiten. Das linke Widerlager, dessen Herstellung von der ausführenden Firma G. A. Wayss u. Cie. an einen Baumeister im Akkordwege vergeben worden war, war ursprünglich aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Der Bogen wurde im Oktober 1893 innerhalb 8 Stunden hergestellt. Derselbe hatte ein unten durchlaufendes Netz von 12 mm starken Tragstäben, 12 Stück für 1 lfd. m, und 7 mm starken Verteilungsstäben, ebenfalls 12 Stück für 1 lfd. m. Die Breite des Gewölbebogens betrug 4,4 m. Nachdem der Bogen bereits einige Tage fertig war, zeigte es sich, daß das Widerlagermauerwerk von dem betreffenden Baumeister in geradezu schändlicher Weise hergestellt worden war. Das Mauerwerk war außen prachtvoll hergerichtet, doch hatte es kaum eine Stärke von 30 cm und der übrige Teil war bis zum Felsen mit Geröll, Schutt und Straßenabraum ausgefüllt, so daß das gewissenlose Vorgehen dieses Mannes eine unberechenbare Katastrophe herbeigeführt haben würde. Diese Hinterfüllung war an der Krone mit einem Mörtelguß von 10 cm Stärke abgeglichen und in dieser waren einzelne Steinstücke eingepreßt, so daß es das Aussehen eines ganz guten Mauerwerks hatte. Da aber die Abschlußlinie dieses sogenannten Mauerwerks gegen den Fels nahezu geradlinig abgeschlossen war, wurde vom Bauleiter Herrn Ingenieur Spitzer der Verdacht geschöpft, daß die Sache nicht in Ordnung sei. Es war kein Zweifel, daß dieses Widerlager so nicht bleiben konnte, und so wurde, nachdem die Rüstung eingehend

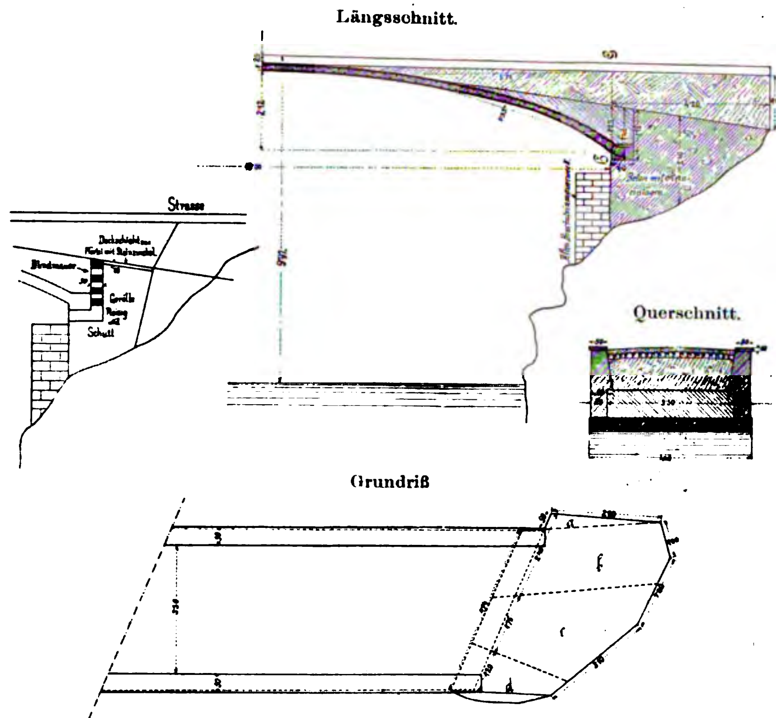


Abb. 129. Schnitte der Hochstegbrücke im Höllental.


Abb. 130. Hochstegbrücke im Höllental.

untersucht und verstärkt worden war, der Schutt, welcher das Widerlager hätte bilden sollen, sowie das Blendmauerwerk stückweise ausgeräumt und das Bogenauflager gegen den Felsen abgestützt. Sobald das erste Drittel ausgeräumt war, wurde das betreffende Widerlagerstück in Beton hergestellt und auf diese Art im Verlaufe einiger Tage das ganze Widerlager neu hergestellt, und zwar in Stücken *a*, *b*, *c* und *d* der Abb. 129. Die Brücke wurde dann nach Herstellung des Abschlußmauerwerks, Geländers und der Straßenfahrbahn einer Probebelastung unterzogen, welche anstandslos verlief, und dann dem Verkehr übergeben. Während der oben beschriebenen Widerlagerauswechslung hat sich der Scheitel des Bogens um ungefähr 4,5 mm gesenkt. Mit Rücksicht darauf, daß die Einrüstung der in der Abb. 130 ersichtlichen Brücke ziemlich hoch war, eigentlich ein bescheidenes Maß.



Abb. 131. Monierbrücke im großen Höllentale.

Im Zuge derselben Straße wurden im nächsten Jahre zwei weitere Brücken hergestellt, und zwar die Brücke über das große Höllental, 18,6 m Lichtweite, 3,33 m Pfeilhöhe, Bogenbreite 4,4 m, Bogenstärke am Scheitel 22 cm, am Anlauf 32 cm (Abb. 131); weiter die Brücke über die Naß (Abb. 132), 14,4 m Lichtweite, 2,64 m Pfeilhöhe, 18 cm Scheitel und 28 cm Anlaufstärke. Bogenbreite 4,4 m. Die Armierung ist bei beiden Brücken gleich, gleich der bei der früher erwähnten Hochstegbrücke. Die eben beschriebenen drei Brücken sowie die nächstfolgenden wurden im Auftrage des niederösterreichischen Landesbauamts hergestellt. Im Jahre 1896 wurde ein Entwurf für die Überbrückung der Ybbs bei Groß-Hollenstein mit einem Bogen von 40 m Lichtweite ausgearbeitet, und zwar infolge des im Juni 1895 erfolgten Einsturzes einer gewölbten Brücke über den Wendsteinbach bei einem Wolkenbruch und da ferner die 50 m lange Holzbrücke über die Ybbs baufällig geworden war, außerdem der Bahnhof der damals eben erst eröffneten Ybbstalbahn eine kürzere Verbindung wünschenswert erscheinen ließ. Bei der wasserrechtlichen Verhandlung wurde verlangt, daß außer der 40 m weiten Flußöffnung noch eine Inundationsöffnung von mindestens 6 m anzuordnen sei. Auf Grund dieses



Abb. 132. Monierbrücke über die Naß.

Ergebnisses wurde mit Rücksicht auf die Bodengestaltung für die Inundationsöffnung eine Lichtweite von 9,5 m gewählt und demnach das Bogenwiderlager der großen Öffnung zu einem breiten Mittelpfeiler mit stark verbreiterter Fundamentplatte umgestaltet. Die Situation (Abb. 133) brachte es mit sich, daß am linken Ufer eine Zufahrtsrampe zur Brücke geführt werden mußte. Nach dem Entwurf hatte der große Bogen eine lichte Spannweite von 40 m, am Scheitel eine Stärke von 38 cm und am Anlauf eine solche von 50 cm. Die Pfeilhöhe beträgt 4,55 m. Die Stärke der Überschüttung des Fahrbahnkörpers ist im Mittel 40 cm. Die Anlauflinie des Bogens liegt etwa 20 cm über dem höchsten bekannten Wasserstande. Der Bogen der Inundationsöffnung von 9,5 m Lichtweite hat eine Scheitelstärke von 20 cm und am Auflager von 25 cm. Die Pfeilhöhe ist 1,75 m und haben Überschüttung und Fahrbahnkörper über dem Scheitel

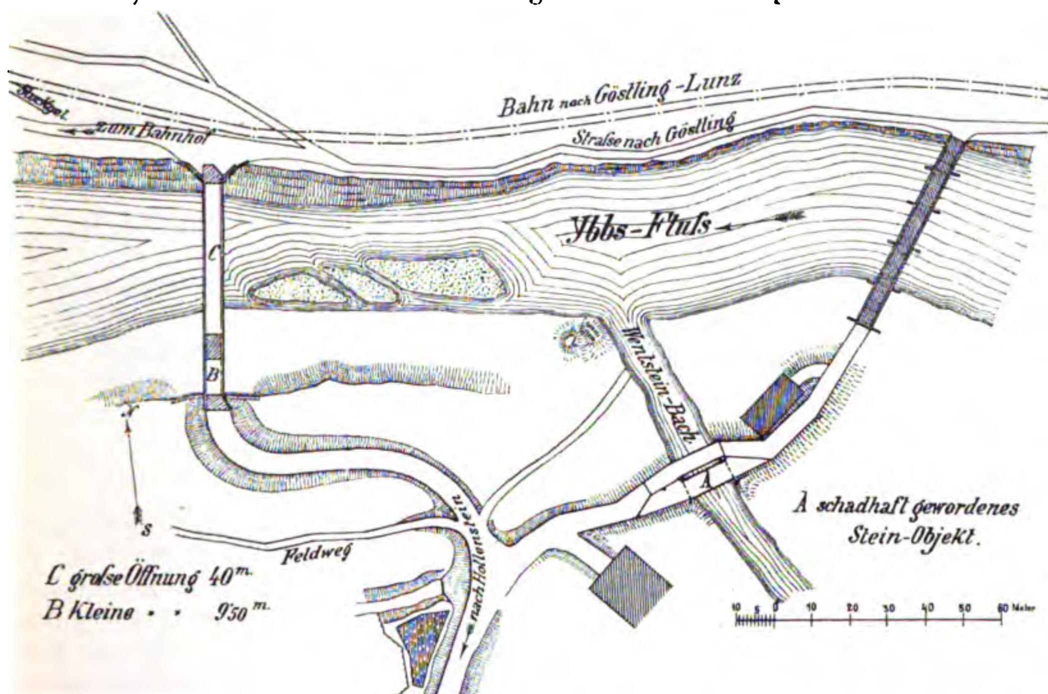


Abb. 133. Situation der Monierbrücke bei Groß-Hollenstein.

dieses Bogens eine Stärke von 1 m (Abb. 134). Beide Gewölbebogen sind je 5,25 m breit und haben doppelte Eisengeflechteinlagen, und zwar Tragstäbe, 14 mm stark, 12 Stück für 1 lfd. m, Verteilungsstäbe, 7 mm stark, 12 Stück für 1 lfd. m beim großen Bogen, und Tragstäbe, 10 mm stark, 14 Stück für 1 lfd. m. sowie 12 Stück Verteilungsstäbe von 7 mm beim kleinen Bogen. In den ersten Tagen des Juli 1896 wurde mit den eigentlichen Bauarbeiten begonnen, am 22. Juli das Fundament des Landwiderlagers der Inundationsbrücke betoniert. Mittlerweile waren die Grabarbeiten am rechten Ufer in Gang gebracht und zeigte sich in der Höhe des projektierten Brückenanlaufs eine 40 bis 45 cm starke Schicht Steinpackung, welche die Reste einer alten Römerstraße sein dürften, die dann später vermurt wurde. Sobald das Erdreich entfernt war und der gewachsene Fels zutage trat, wurde dieser gereinigt und die verwitterten Teile entfernt. Das Fundament wurde in Stampfbeton hergestellt, und obwohl der tiefste Fundamentpunkt 1,4 m unter der Sohle des Ybbsflusses war, konnte die Wasserhaltung, trotzdem keine Spundwände oder Fangdämme vorhanden waren, mit

einer einfachen Baupumpe besorgt werden. Dagegen waren die Schwierigkeiten bei der Fundierung am linken Ufer um so größer, und es mußten am Grunde der umspundeten 3,5 m tiefen Baugrube lärchene Tragpiloten von 4,5 m Länge eingetrieben werden. Der aufgehende Teil des rechten Widerlagers wurde aus Beton mit $^1/_4$ Steineinlagen hergestellt. Beim Mittelpfeiler mußte eine Spundwand getrieben werden, eine Arbeit, die wegen vorkommender Findlinge äußerst schwierig und zeitraubend war. Auch behinderten Reste alter Flußbauten die Arbeit sowie die Wasserhaltung ganz ungemein. Nachdem wenigstens in dem landseitigen Teile der Baugrube ein erträglich fester Boden erreicht war, wurde das Betonfundament hergestellt, so daß am 25. September mit den Mauerungsarbeiten für den aufgehenden Teil des Widerlagers begonnen werden konnte. Inzwischen waren die Gerüstungen und Schalungen hergestellt und wurden die Lehrbogen vermittels Keile in die plangemäße Lage gebracht. Der Bogen der Seitenöffnung wurde am 13. Oktober, der große Bogen am 15. Oktober bei wechselndem Wetter betoniert. Die untere Geflechteinlage war auf der Schalung des Bogens hergestellt und die Lage des Geflechts durch Unterlegung kleiner Steine festgehalten. Das

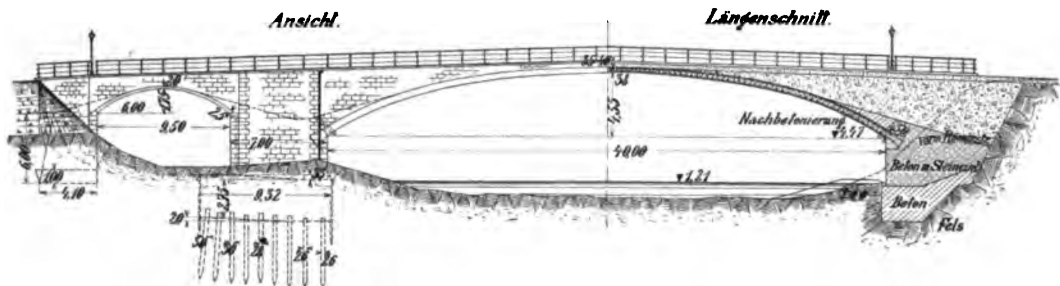


Abb. 134. Längenschnitt der Monierbrücke bei Groß-Hollenstein.

obere Geflecht war seitlich vorbereitet, und zwar in vier gleich breiten Streifen, entsprechend der Herstellungsweise des Gewölbes. Der Beton wurde in Mischung 1 : 3 aus grobem Ybbssand und Judendorfer Portlandzement hergestellt. Diese Zementmarke wurde gewählt, weil sie bei den vorausgegangenen Proben einerseits die größten Festigkeiten, anderseits die längste Bindezeit (etwa 13 Stunden) hatte. Mit der Arbeit des Betonierens wurde um 5 Uhr morgens begonnen und die ganze Gewölbebreite in vier Parallelstreifen hergestellt. Das zweite Geflecht wurde immer dann eingebracht, wenn die entsprechende plangemäße Höhe erreicht war. Um 8 Uhr abends war die Arbeit der Betonierung des großen Bogens beendet, nachdem kurz vorher ein Platzregen der Arbeit seine Weihe gegeben hatte. Der Beton wurde in drei Mischmaschinen hergestellt, und waren an diesem Tage 138 Arbeiter in Tätigkeit. Vor Weihnachten wurde das Lehrgerüst entfernt und am 16. Januar 1897 die Belastungsprobe vorgenommen und die Brücke dem Verkehr übergeben. Entsprechend der Brückenverordnung des k. k. Handelsministeriums wurden zur Erprobung zwei Lastwagen von je sechs Tonnen verwendet und bei den verschiedenen ungünstigsten Laststellungen die Formänderungen gemessen. Die größte Senkung am Scheitel betrug 0,9 mm. Die Abnahme besorgte Herr Landesoberingenieur Wimmer vom niederösterreichischen Landesbauamte. Die Einsenkung des Lehrgerüstes beim Betonieren betrug 6 mm, da während der Betonierungsarbeiten fortwährend Zimmerleute auf dem Gerüste die Keile so anzutreiben hatten, daß größere Senkungen vermieden werden konnten. Das Parapetmauerwerk wurde aus Bruchstein in Zementmörtel hergestellt und dasselbe mit einfachen Betonabdeckplatten bekrönt, auf denen ein einfaches schmiedeisernes Geländer ver-

setzt wurde. Beim Ausrüsten betrug die Scheitelsenkung des großen Gewölbes 26 mm, während der Scheitel des kleinen Gewölbes sich um 13 mm hob. Für eine Temperaturzunahme von 12° C. betrug die Hebung des Bogenscheitels 5 mm, und zwar war die niedrigste Temperatur am 21. Dezember 1896 — 1° C., während die zweite Messung am 21. Juni 1897 bei + 11° C. erfolgte. Leider konnte eine größere Zahl von Beobachtungen nicht gemacht werden, und einige der letzteren können schlechterdings nicht verwendet werden, weil verschiedene Störungen ihren Einfluß geltend machten. Diese Brücke dient nunmehr seit mehr als zehn Jahren dem Verkehr. Die maximale Druckbeanspruchung bei einseitig gleichmäßig verteilter Belastung beträgt in der Kämpferfuge 43,4 kg/cm², die minimale Druckbeanspruchung 4,5 kg/cm². Rechnungsmäßige Zugspannungen treten nicht auf, und der Bogen ist nach der Drucklinie für Eigengewicht und halbe Nutzlast konstruiert. In der Abb. 135 ist die fertige Brücke zu sehen.



Abb. 135. Monierbrücke bei Groß-Hollenstein.

Brücke über die Ybbs zwischen Waidhofen a. d. Ybbs und Zell a. d. Ybbs.

Längs der beiden Ufer der Ybbs, welche bei Waidhofen ungefähr 15 m zwischen Konglomeratfelsen sich ihr Bett gegraben hat, liegen die Stadt Waidhofen an dem einen und der Markt Zell an dem anderen Ufer. Die Häuser sind malerisch über den Felsen gruppiert, und da nur wenig Verbindungen vorhanden waren, wurde daran gegangen, eine Verbindung der Hochufer herzustellen, und diesem Umstande verdankt die nachstehend beschriebene Brücke ihr Entstehen. Knapp flußaufwärts von der Stelle der neuen Brücke war allerdings eine alte Holzbrücke, aber diese lag mit ihrer Fahrbahnhöhe ungefähr 12 m tiefer als die neue (ungefähr über Hochwasser) und war außerdem derart baufällig, daß für den Bestand gefürchtet wurde. Zunächst mußten am rechten Ufer einige dort befindliche Häuser eingelöst werden und konnte, nachdem dies geschehen, an die Ausführung des Entwurfs geschritten werden. Die Disposition war folgende: Ein kleinerer Bogen von 21 m Lichtweite sollte die auf der Waidhofener Seite liegende Tiefstraße und die dort befindlichen Häuser übersetzen, während das geschlossene Flußprofil mit einem einzigen Bogen von 41 m übersetzt werden sollte. Hierbei war die Verbindung der Waidhofener Hochstraße mit dem Straßenzuge in Zell in der Weise geplant, daß die Fahrbahn von Waidhofen bis Zell eine Senkung von 2,75 m erhalten sollte; dadurch erhielt die Straßenfahrbahn ein Gefälle von 19 vT. Der Bogen von 21 m mit einem Pfeil von 4 m sollte mit dem den Fluß übersetzenden Bogen einen gemeinsamen Pfeiler erhalten, während die beiden Landwiderlager direkt am Felsen (Konglomerat) ihren Fuß finden sollten. Die Anlaufhöhe für den großen Bogen wurde mit 1 m über dem höchsten bekannten Hochwasser angenommen, und ergab sich daher für diesen Bogen eine Pfeilhöhe von 8 m. Beim Absprengen und Herrichten des rechten Bogenauflagers auf der Zeller Seite zeigte es sich, daß der Fels unverläßlich, zum größten Teil unterwaschen und zerklüftet war, so daß die Spannweite des Bogens auf 44 m (zwischen den Pfeilern) erweitert werden mußte.

Am linken Ufer auf der Waidhofener Seite war das Landwiderlager sehr bald im Fels vorbereitet und wurde an die Fundierung des Mittelpfeilers geschritten.

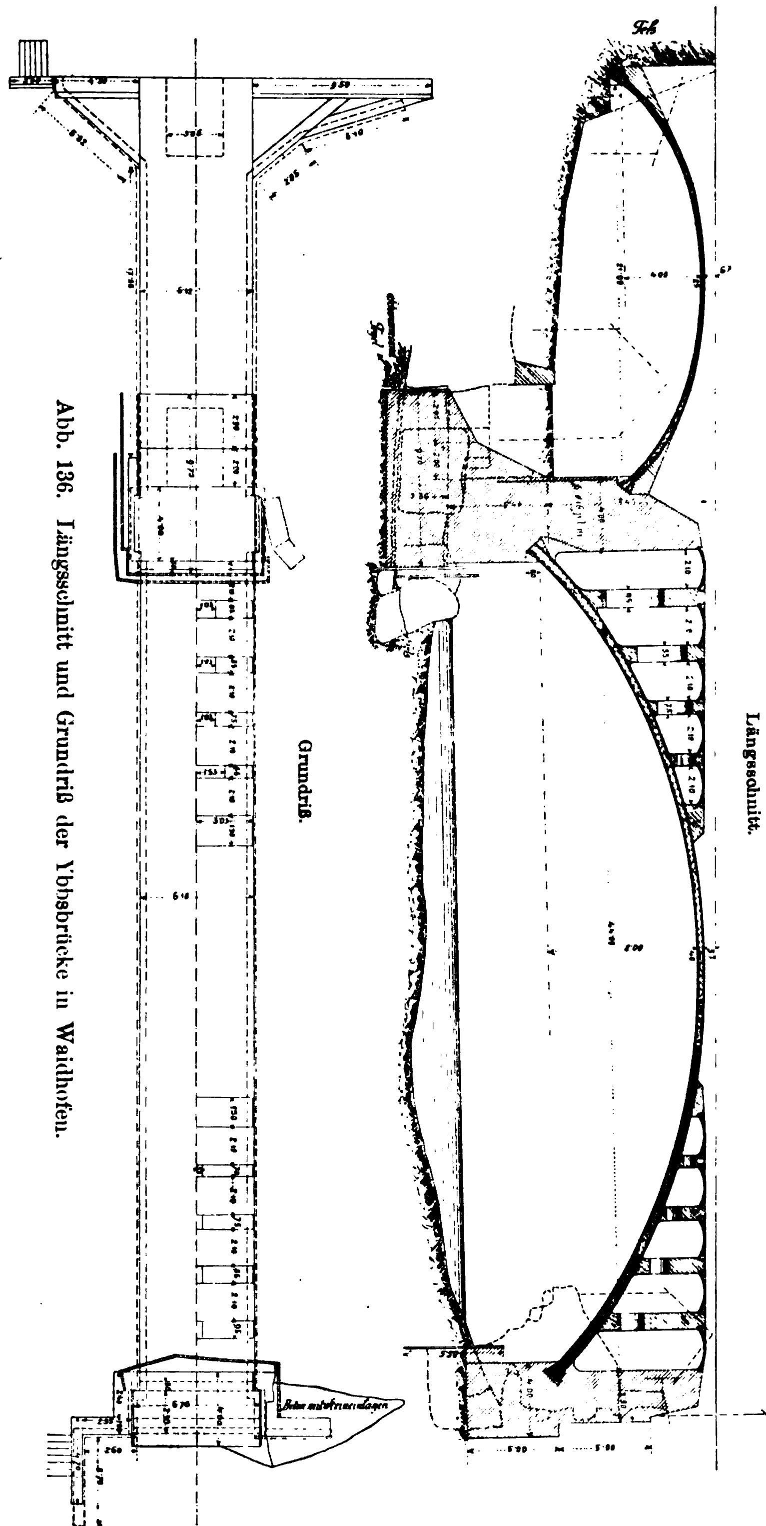


Abb. 136. Längsschnitt und Grundriß der Ybbsbrücke in Waidhofen.

Bei den Grabarbeiten zeigte sich, daß statt des ursprünglich vorausgesetzten Felsens nur abgebrochene Felsblöcke vorhanden waren, weshalb auch für den Mittelpfeiler eine durch die örtlichen Verhältnisse bedingte Entwurfänderung notwendig wurde.

Die Fundierung war ungemein schwierig. Die Baugrube war teils mit Spundwänden umgeben, teils von Felsblöcken eingeschlossen. Zwischen den Felsblöcken waren offenbar in früherer Zeit Werkfluder geführt worden, da sich noch Reste verschiedener alter Wasserbauten vorfanden. Nachdem die in der Baugrube befindlichen Felsblöcke teilweise unter Wasser weggesprengt waren, kam man auf eine Schicht plattenförmiger, dichtgelagerter Steine, unter welchen eine etwa 30 cm starke Schicht Schwimmsand vorhanden war. Unter dem Schwimmsand war dann fester Tegel, in dem eine kleine Probegrube abgeteuft wurde, welche 3 m Tiefe von der Sohle der Baugrube erreichte. Da hier überall fester Tegel anstand, wurde, nachdem die oberste

40 cm starke Tegelschicht der Hauptgrube entfernt war, der Boden als genügend tragfähig erkannt und das Betonfundament hergestellt. Die Wasserhaltung wurde mit einer von einer 24 PS.-Lokomobile angetriebenen Zentrifugalpumpe besorgt. Infolge aller dieser Umstände erfuhr die Fundamentbreite bei der Ausführung eine ganz beträchtliche Vergrößerung; dort, wo der Pfeilerschaft aus dem Fundament herauswächst, wurde der Pfeiler an der landseitigen Flucht mit Eisen armiert (Abb. 136). Die Gründung der Pfeiler war in 26 Tagen hergestellt. Für die Auflagerung des großen Bogens war eine entsprechende Aussparung freigelassen und der Peiler bis ungefähr 1 m über die Anlauflinie des kleinen Bogens hochgeführt. Am rechten Widerlager mußten, nachdem die Gründung und Untermauerung vollendet war, zur Sicherung Eisenbahnschienen vertikal gestellt werden, weil einzelne Konglomeratpartien der Hinterwand vollständig weich waren, um den Druck auf die festen Partien zu übertragen. Flußabwärts wurde eine ausgewaschene Höhlung durch Beton mit Steineinlagen ausgefüllt.

Während dieser Herstellungen am rechten Ufer wurde, um einesteils die Arbeit vorwärts zu bringen und um andernteils einen Arbeitsplatz zu schaffen, der kleine Bogen zur Ausführung gebracht. Dieser ist so geformt, daß die Bogenachse gleichzeitig Drucklinie für Eigengewicht und halbe Belastung bildet (Drucklinienbogen), und zwar mit Rücksicht auf die Senkung der Fahrbahn nach dem von Ingenieur Hermanek (Zeitschr. d. Ing.- u. Arch.-Vereins 1897, Nr. 41) angegebenen Verfahren. Der Bogen ist demgemäß umsymmetrisch und hat am Scheitel eine Stärke von 25 cm, am Anlauf eine solche von 30 cm, besitzt eine untere und eine obere Rundeisennetzeinlage von je 12 Tragstäben mit 12 mm Durchmesser und im unteren Netz 12, im oberen Netz 8 Verteilungsstäbe von 7 mm Stärke, je für 1 m. Die Gewölbebreite beträgt 6,12 m. Die Herstellung des Bogens erfolgte zu Anfang September 1898 und beanspruchte 8 Stunden. Vor Fertigstellung der ganzen Brücke wurde, um die Ausfahrt auf der Waidhofener Seite günstiger zu gestalten, sowohl flußauf- als auch flußabwärts die Fahrbahn durch eine Plattenbalkenkonstruktion erweitert, indem von der Brüstungsmauer des kleinen Bogens gegen die anschließenden Felswände Eisenbetonträger gelegt wurden; die Anordnung dieses Balkentragwerkes ist aus der Abb. 136 ersichtlich.

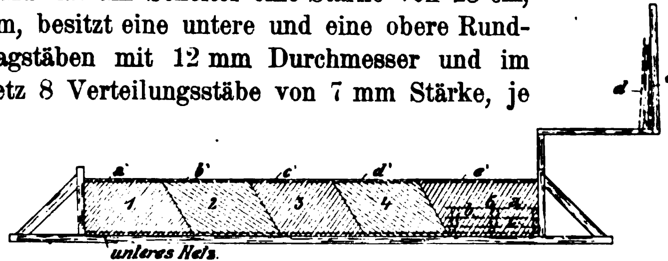


Abb. 137. Betonierungsvorgang bei der Waidhofener Brücke.

Das Gerüst wurde mittlerweile für den großen Bogen aufgestellt.

Der große Bogen (Drucklinienbogen) hat 44 m lichte Spannweite und eine Pfeilhöhe von 8 m. Stärke am Scheitel 40 cm, am Anlauf 60 cm. Von einer unsymmetrischen Ausbildung des Bogens wurde hier nicht Gebrauch gemacht, dagegen wurden die symmetrisch nach der Brückenmitte angeordneten Pfeiler der Fahrbahntafel mit Aussparungen versehen, welche derart angeordnet sind, daß trotz des Fallens der Fahrbahn die Gewichte der symmetrisch gelegenen Pfeiler gleich sind. Die Fahrbahntafel wird durch kleine, 7 cm starke Moniergewölbe gebildet. Die Beschüttungshöhe ist im Scheitel 58 cm. Die aus Beton hergestellten Tragpfeiler sind mit Eisen armiert. Der große Bogen hat 2 Rundeisennetzeinlagen, Tragstäbe 14 mm, 14 Stück für 1 m und Verteilungsstäbe 7 mm, im unteren Netz 12, im oberen 8 Stück für 1 m. Die Gewölbebreite ist 6,18 m.

Der Bau der Brücke war Anfang Juni 1898 begonnen worden, am 6. Oktober 1898 wurde um 5 Uhr morgens mit der Betonierung des Hauptbogens eingesetzt, und diese war um 6 Uhr abends beendet.

Zur Herstellung des Betons für den großen Bogen wurden 3 Amannsche Mischmaschinen in Betrieb gesetzt. Das untere Netz war im ganzen auf der Schalung fertig vorbereitet und durch kleine Kiesstücke in die richtige Lage gebracht. Das obere



Abb. 138. Waidhofener Brücke während des Betonierens.

Netz war entsprechend der in Aussicht genommenen Herstellungsweise des Bogens in 5 ungefähr 1,2 m breiten Streifen vorbereitet, und 3 dieser Streifen waren durch entsprechende Holzunterlagen getrennt übereinander an der dem Beginn der Arbeit entgegengesetzten Gewölbehälfte gelagert. Der 4. und 5. Streifen waren auf dem Laufgerüst aufgestellt. Zunächst wurde (siehe Abb. 137) Teil 1 bis zur Höhe des oberen Netzes aufbetoniert, der Netzstreifen *a* nach *a'* gebracht und dieser Bogenstreifen 1 gleich auf die volle Höhe aufbetoniert. Sodann wurde der Teil 2 und ebenso Teil 3 in gleicher Weise fertiggestellt. Während des Aufbetonierens wurden die Anschlußflächen mit feuchten Säcken abgedeckt, um auch das oberflächliche Austrocknen des Betons zu verhüten. Sobald der anschließende Teil aufbetoniert wurde, wurden die Anschlußflächen aufgerauht und mit dünnem Zementwasser befeuchtet. Die Herstellung eines derartigen Stückes erforderte $2^1/_4$ Stunden. Die Stücke 4 und 5 wurden dann in Einem hergestellt und die Netzteile *d* und *e* nach *d'* und *e'* gebracht, überbetoniert und fertiggestellt und



Abb. 139. Monierbrücke in Waidhofen.

gleich die Pfeileransätze mit ausgeführt. Die Abb. 138 gibt ein hübsches Lichtbild während des Betonierens des großen Bogens. Zur Herstellung des Betons wurde vorzüglicher Portlandzement (Marke Kirchdorf) verwendet, der die ausbedungene Bindezeit von 10 Stunden hatte. Während der Betonierungsarbeiten war ununterbrochen eine Anzahl von Zimmerleuten unter der Schalung, um einesteils die beim Stampfen des Betons etwa gelockerten Keile nachzutreiben oder um für andere Vorkommnisse innerhalb der Rüstung sofort eingreifen zu können, eine Maßregel, die nie außer acht gelassen werden sollte. Pfeiler und Fahrbahndecke wurden plangemäß ausgeführt. Die Senkung der Schalung und Rüstung am Scheitel betrug

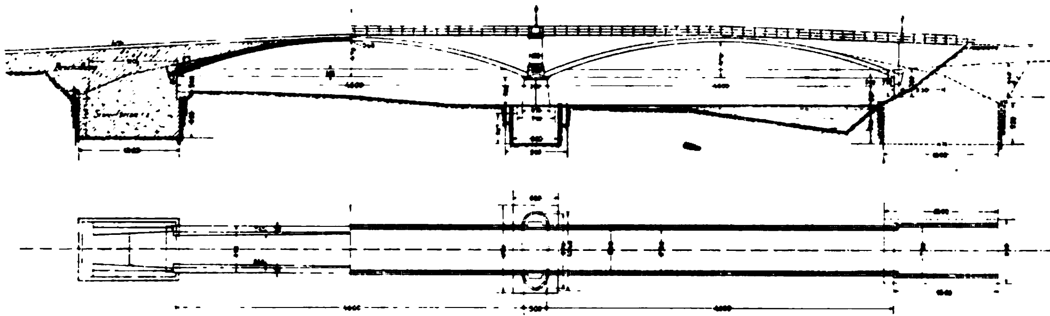


Abb. 140. Längsschnitt und Grundriß der Monierbrücke bei Allersdorf.

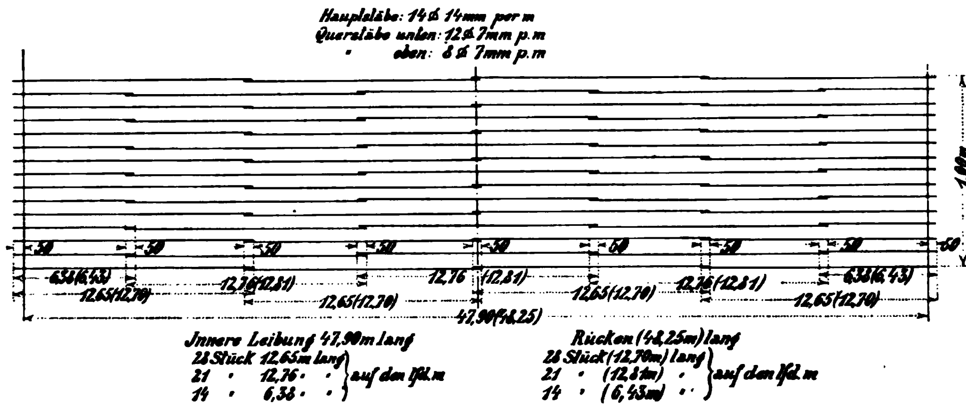


Abb. 141. Eisenausteilung für den Monierbogen der Brücke bei Allersdorf.

nach dem Betonieren 16,5 mm; diese Senkung hatte mittags, also nach Fertigstellung des Stückes 3, bereits 14 mm betragen. Vom 7. Oktober bis zum Lüften der Keile in der Rüstung am 21. November betrug die Senkung des Hauptbogens 10 mm, die des kleinen Bogens gleichfalls 10 mm. Bis zum 11. Dezember ergab sich noch ein Zuwachs von 1 mm. Weitere Beobachtungen liegen nicht vor. Am 2. Dezember 1898 wurde die Brücke einstweilen dem Verkehr übergeben, und die Belastungsprobe fand am 20. Dezember unter Leitung des Landesoberingenieurs J. Wimmer statt. Es wurden eine sehr große Straßenwalze sowie zwei 12 t-Wagen auf der Fahrbahn in die ungünstigsten Stellungen gebracht; die größte Senkung betrug im Scheitel 1 mm. Die Bauleitung für die ausführende Unternehmung G. A. Wayss u. Cie. führte Oberingenieur Spitzer. Die Kosten der in der Abb. 139 ersichtlichen Gesamtbrücke betrugen rund 105 000 Kronen.

Nächst Amstetten wurde die über die Ybbs bestehende Holzbrücke nach Allersdorf ein Opfer des Hochwassers vom Jahre 1899, und an deren Stelle wurde im Jahre 1900 die nachstehend beschriebene Brücke hergestellt. Diese hat zwei Öffnungen von je 46 m Lichtweite bei einer Pfeilhöhe von 4,7 m. Von Amstetten kommend, steigt die Fahrbahn bis zum Scheitel des ersten Bogens 40 vT., führt sodann wagerecht über den Mittelpfeiler bis zum Scheitel des zweiten Bogens und fällt sodann bis zum Brückenende wieder mit 40 vT. gegen die Straße in Allersdorf. Die beiden Landwiderlager sind in Beton hergestellt und bis zum tragfähigen Schlier (sandiger Tegel) geführt. Das linke Widerlager hat eine Breite von 13 m, bei dem rechten



Abb. 142. Allersdorfer Brücke während der Belastungsprobe.

mußte mit Rücksicht darauf, daß altes Mauerwerk in der festgesetzten Widerlagerflucht stand, die Baugrube gegen den Fluß um 2 m größer, also mit 15 m angelegt werden. Am landseitigen Teile dieses Widerlagers ist eine Quelle, welche durch eine entsprechende Rohrleitung durch das Widerlager geführt ist. Die Gründungsarbeiten waren dadurch erheblich erschwert, daß einzelne 30 bis 40 cm starke Konglomeratbänke vorkamen, welche, wie sich später herausstellte, das ganze Flußbett durch-



Abb. 143. Monierbrücke bei Allersdorf.

zogen und sich nicht als tragfähig erwiesen, jedoch unter dem Flußbett miteinander in Verbindung waren. Die Gründung des Mittelpfeilers gestaltete sich äußerst schwierig. Im Grunde wechselten Schotterschichten mit Felsbänken und die zur Umspundung der Baugrube notwendigen Pfähle und Bürsten konnten nicht ohne weiteres eingetrieben werden.

Es mußten daher gespitzte Eisenbahnschienen als Leitpfähle bis in den festen Grund eingetrieben werden. Sodann konnten die einzelnen Bürsten bis zum Aufsitzen auf die Felsbänke eingetrieben und erst, nachdem diese mit Meißeln und Stemmzeugen von der ausgeräumten Baugrube aus durchgeschlagen waren, stückweise weiter getrieben

werden. Derartige Bänke wiederholten sich mehrfach, weshalb die Gründungsarbeiten nur langsam vonstatten gingen. Die Eisenbahnschienen wurden durch den Schlier bis auf den Kalkfelsen getrieben. Da der Schlier selbst fest und tragfähig war, wurde mit der Gründung nicht bis zum Kalkfels gegangen. Die Sohle des Mittelpfeilers liegt 5,1 m unter Normalwasser, und die Wasserhaltung war zum Schluß sehr erschwert, es waren zur Förderung des Wassers 90 PS. für den Antrieb von fünf großen Zentrifugalpumpen erforderlich. Als Kuriosum mag erwähnt werden, daß beim Auspumpen der Baugrube des Mittelpfeilers der Wasserspiegel in den beiden Widerlagergruben sich um 1,5 bis 2 m senkte. Der Mittelpfeiler wurde aus Stampfbeton hergestellt, und im Mai 1901 wurden die beiden Bogen an zwei aufeinander folgenden Tagen betoniert. Die Bogen sind, nach der Drucklinie konstruiert, am Scheitel 48 cm, am Anlauf 70 cm stark. Die Gewölbebreite beträgt 6,26 m (Abb. 140). Jeder Bogen ist durch je zwei Rundeisennetzeinlagen von 14 mm starken Tragstäben, 14 Stück für 1 m, und 7 mm starken Verteilungsstäben, 8 Stück für 1 m, verstärkt. Die Austeilung sowie die Übergriffe der Tragstäbe für einen Streifen von 1 m sind aus der Abb. 141 zu entnehmen. Der Vorgang für die Betonierung des Bogens war ganz ähnlich dem bei der Brücke Waidhofen-Zell. Die Senkung der Schalung und Rüstung betrug 15 mm während des Betonierens. Am 10. August betrug die Scheitelsenkung nach erfolgter Ausrüstung bei beiden Bogen je 18 mm. Die Belastungsprobe verlief anstandslos. Zu ihrer Durchführung wurde eine größtmöglichste Ansammlung von Frachtwagen vorgenommen und sie ergab ein glänzendes Resultat (Abb. 142). Die Brücke ist eine solche erster Klasse und besitzt ein schmiedeisernes Geländer. Mittelpfeiler und Widerlager sind durch Betonpostamente architektonisch abgeschlossen. Die Kosten der in der Abb. 143 ersichtlichen Brücke betragen rund 220 000 Kronen.



Abb. 144. Ennsbrücke bei Raming.

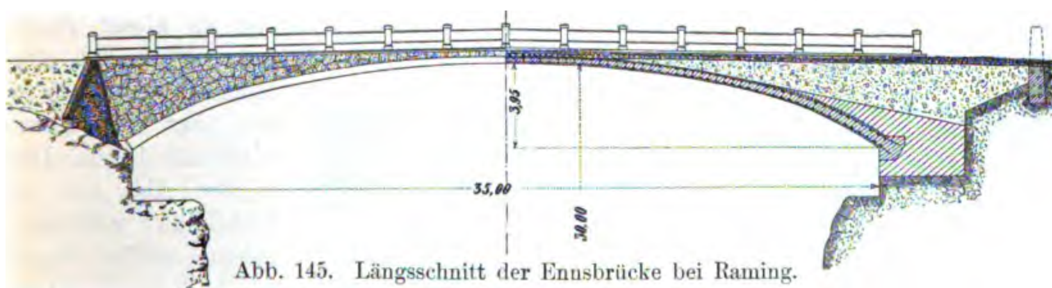


Abb. 145. Längsschnitt der Ennsbrücke bei Raming.

Schon im Jahre 1891 war für die **Überbrückung der Enns bei Raming** ein Entwurf mit zwei Varianten ausgearbeitet worden, und zwar eine Überbrückung der

Enns im Orte Raming selbst im Anschluß an eine bestehende Durchfahrt der Eisenbahn, eine zweite Variante, Überbrückung der Enns flußabwärts von der ersten Stelle und im Anschlusse daran Überbrückung des Bahneinschnitts. Die Entscheidung fiel zugunsten der ersten Variante, doch wurde statt des geplanten Moniergewölbes von 28 m Spannweite eine eiserne Parallelträgerbrücke mit Fahrbahn oben zur Ausführung gebracht. Anläßlich eines großen Hochwassers wurde jedoch diese Konstrution von den Fluten hinweggerissen, und nun wurde der alte Entwurf für die Überbrückung

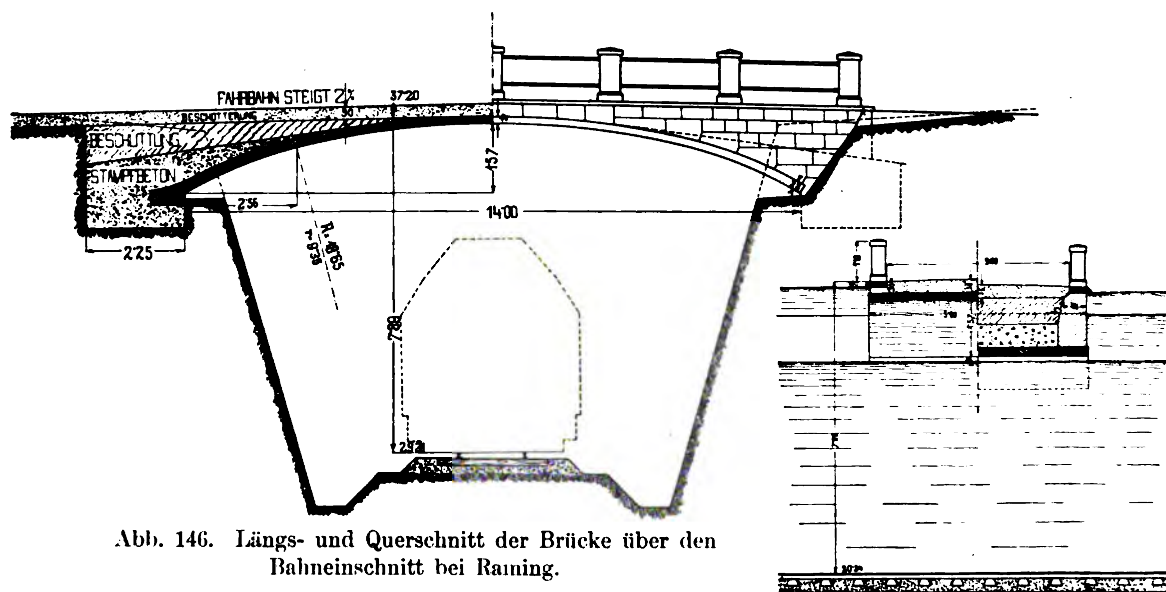


Abb. 146. Längs- und Querschnitt der Brücke über den Bahneinschnitt bei Raming.

am Moselstein hervorgeholt und nach zehnjähriger Ruhe zur Ausführung gebracht. Das Objekt bietet insofern ein Interesse, als die Straßenfahrbahn die Enns in einer Höhe von 30 m über dem Wasserspiegel übersetzt. Die Enns ist an dieser Stelle zwischen steilen Felswänden eingeschlossen. Der Bogen über den Fluß hat eine Spannweite von 35 m, der über dem Bahneinschnitt 14 m. Der in der Abb. 144 im Lichtbilde wiedergegebene große Bogen ist am Scheitel 30 cm und am Anlaufe 50 cm stark und hat einen Pfeil von 3,95 m. Widerlager sind beiderseits in den Felsen einbetoniert. Der große Bogen hat zwei Eisennetzeinlagen mit je 13 Stück 14 mm starken Tragstäben und 12 Verteilungsstäben von 7 mm Stärke für 1 m. Die nutzbare Brückenbreite beträgt 5 m, die Gewölbebreite 6 m, und die Brückenfahrbahn ist mit einfachem Eisengeländer zwischen Betonpostamenten abgeschlossen (Abb. 145). Der Bogen über den Bahneinschnitt hat einen Pfeil von 1,57 m, eine Scheitelstärke von 14 und eine Kämpferstärke von 22 cm (Abb. 146). Die Armierung besteht ebenfalls aus 2 Netzlagen,

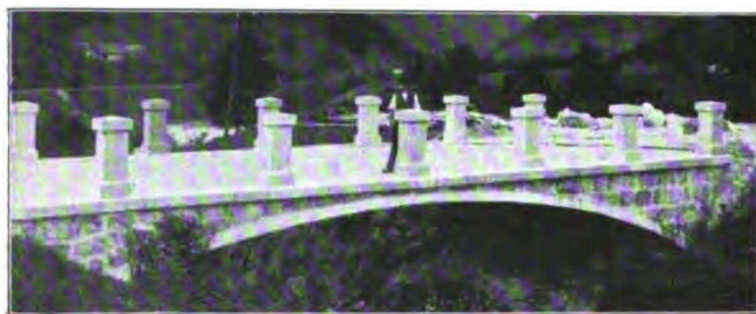


Abb. 147. Monierbrücke über die Bahn bei Raming.

und zwar haben die Tragstäbe eine Stärke von 12 mm und sind je 12 auf 1 m angeordnet, während die Verteilungsstäbe in gleicher Weise angebracht wurden wie beim Hauptbogen. Die Abb. 147 gibt ein Lichtbild des Objekts über die Bahn. Mit den Arbeiten wurde im Frühjahre 1902 begonnen, und das Brückenobjekt wurde am 13. August nach der Probebelastung feierlich eröffnet und dem Verkehr übergeben.

Um dieselbe Zeit wurde unter nahezu denselben Verhältnissen die Brücke in Gunzesrieth in Deutschland ausgeführt. Diese Brücke, von der Firma Wayss u. Freitag in Neustadt a. d. H. ausgeführt, hat eine Spannweite von 31 m und liegt 33 m über der Talsohle; sie hat Sparöffnungen ähnlich wie bei der Brücke in Waidhofen. Nähere Angaben standen nicht zur Verfügung. Die Abb. 148 gibt ein Lichtbild dieses Objektes.



Abb. 148. Brücke in Gunzesrieth.

Fast um beinahe dieselbe Zeit faßte die Monierbauweise auch in Deutschland festeren Fuß, und es seien von ausgeführten Objekten dieser Art erwähnt zwei Straßenüberführungen, welche von der Firma Helf u. Heinemann in Köln an der Moselbahn zwischen dem Bahnhofe Schweich und dem Meulenwandtunnel zur Über-

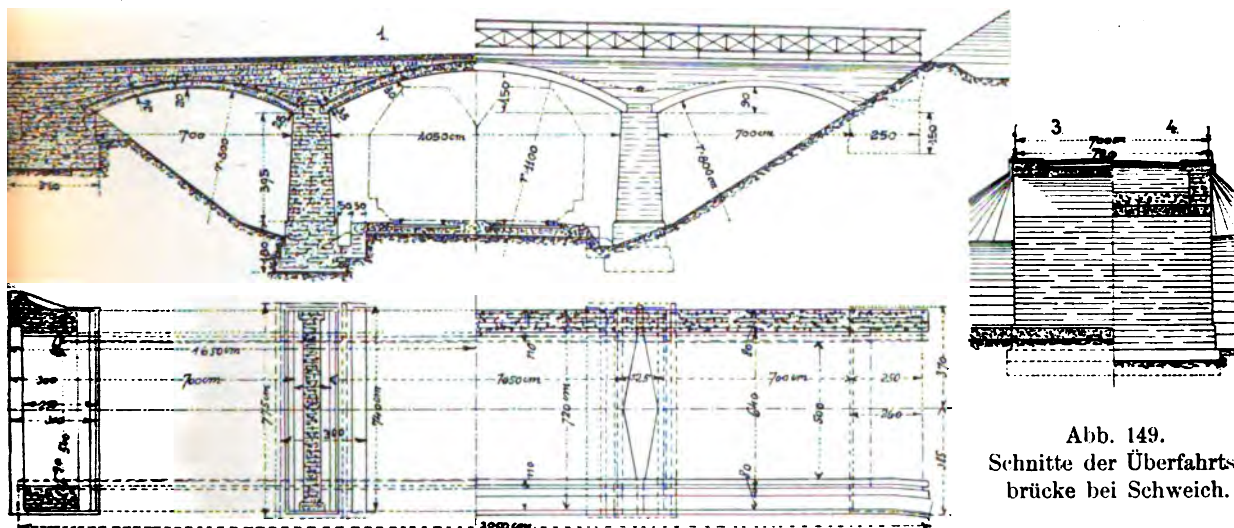


Abb. 149. Schnitte der Überfahrtsbrücke bei Schweich.

führung der Provinzialstraße von Cochem nach Trier ausgeführt wurden. Die Brücke hat eine Fahrbahnbreite von 8 m; ihre Tragfähigkeit ist für eine Dampfwalze von 25 t Gesamtgewicht und 600 kg/m² gleichmäßig verteilte Last berechnet.

Die Brücke setzt sich aus einem Mittelgewölbe von 10,5 m und zwei Seitengewölben von je 7 m Spannweite zusammen. Das Mittelgewölbe besitzt 1,5 m Pfeilhöhe und 0,25 m Stärke im Scheitel sowie 0,35 m an den Kämpfern. Die Seitengewölbe haben 0,9 m Pfeilhöhe und 0,20 m Stärke im Scheitel sowie 0,28 m an den Kämpfern (Abb. 149). Alle drei Gewölbe sind aus Feinbeton im Verhältnis von drei Teilen Rheinsand und einem Teile Portlandzement gemischt. Ebenso erhielten sie oben und

unten Einlagen aus Rundeisengeflecht, desgleichen ist die Unterseite des Mittelgewölbes in der über den Gleisen gelegenen Partie zum Schutze gegen die zerstörende Wirkung der Rauchgase mit säurefestem Asphalt und Kalzitfarbe gestrichen. Die Überbetonierung erfolgte mit einer Mischuug von 1 : 8. Der Rücken des Gewölbes ist wasserdicht geglättet.

Die Fundamente der Brücke, die Widerlager und die Pfeiler selbst, sowie die Stirn- und Flügelmauern sind aus Bruchsteinmauerwerk in verlängertem Zementmörtel hergestellt. Alle sichtbar verbleibenden Flächen wurden mit hammerrecht bearbeiteten



Abb. 150. Überfahrtsbrücke in Schweich.

Schichtensteinen (Eifel-, Sand- und Kalkstein) verblendet. Die Innenflächen der Stirn- und Flügelmauern sind bis unter die Deckplatten und im Anschluß an die Glättung des Gewölberückens wasserdicht verputzt und durchgehend mit Asphalt isoliert.

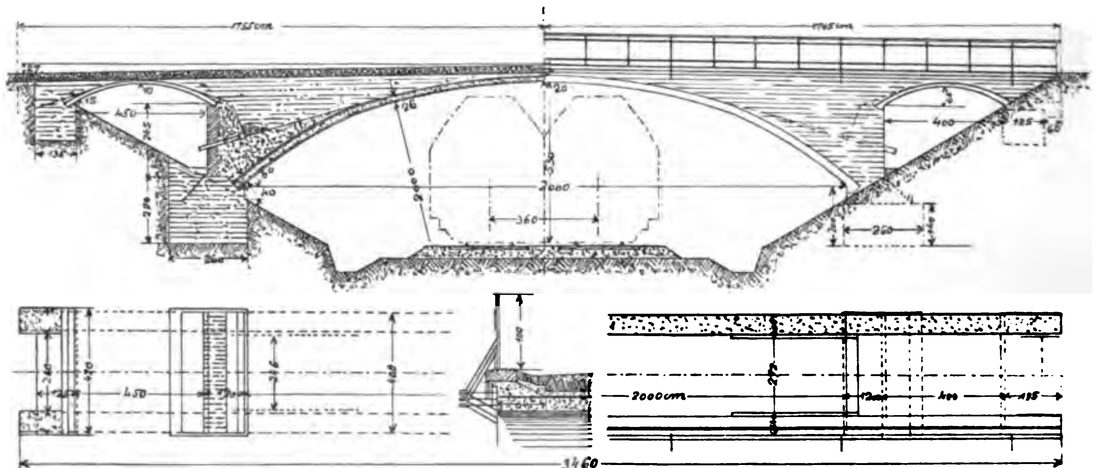
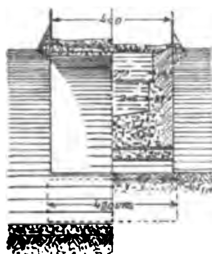


Abb. 151. Schnitte der Überfahrtsbrücke in Buchholz.



Die Deckplatten wurden aus Eifelsandstein hergestellt und tragen ein einfaches schmiedeisernes Geländer. Die Bordsteine sind in Basaltlava ausgeführt, die Fahrbahn selbst ist gepflastert. Der ganze Bau wurde unter voller Aufrechterhaltung des zweigleisigen Eisenbahnbetriebes in drei Monaten durchgeführt.

Von den Skizzen der Abb. 149 gibt die dritte einen Querschnitt durch die Mittelöffnung im Scheitel, die vierte einen solchen im Kämpfer. Das fertige Objekt ist in der Abb. 150 im Lichtbilde zu sehen.

Die andere Brücke ist im Jahre 1903 an Stelle eines alten hölzernen Bauwerkes an der Strecke Bremen—Hamburg bei Station Buchholz erbaut, sie hat 4 m Breite und trägt leichtes Fuhrwerk oder eine gleichmäßig verteilte Last von 600 kg/m². Das Gewölbe der Hauptöffnung hat eine Spannweite von 20 m, eine Pfeilhöhe von 3,4 m, eine Stärke im Scheitel von 0,22 m und eine solche an den Kämpfern von 0,3 m (Abb. 151). Das Gewölbe ist aus einer Mischung von drei Teilen Elbsand und einem Teile Portlandzement ausgeführt, ebenso sind sämtliche Gewölbe mit oberer und unterer Rundeisengeflechtseinlage versehen. Desgleichen ist die untere Partie der Mittelöffnung wie die der ersten Brücke, soweit sie über den Gleisen liegt, mit säurefestem Asphalt und mit Kalzitfarbe gestrichen. Die Überbetonierung erfolgte mit einer Mischung von acht Teilen Sand und einem Teil Zement. Der Gewölberücken ist wasserdicht geglättet.



Abb. 152. Überfahrtsbrücke in Buchholz.

Die Widerlager sind aus Stampfbeton in Mischung 1 : 10, die Stirn- und Flügelmauern aus Bruchsteinmauerwerk in verlängertem Zementmörtel hergestellt; die sichtbar bleibenden Flächen wurden mit hammerrecht bearbeiteten Schichtensteinen (Ibbenbürener Kohlensandstein) verblendet und ausgefugt. Die Innenflächen der Stirn- und Flügel-

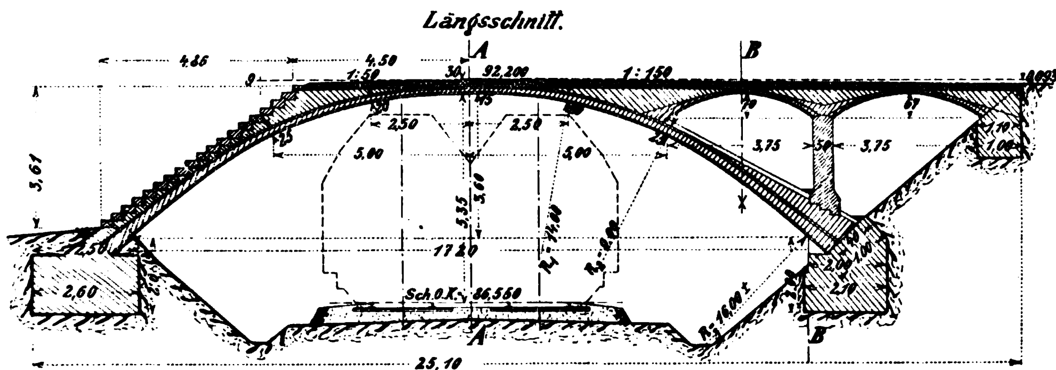
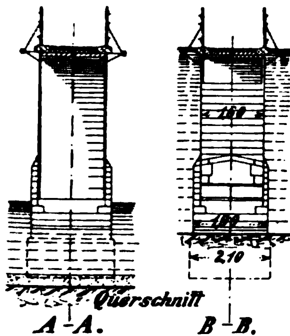


Abb. 153. Schnitte des Überganggssteges bei Pommern.



mauern bis unter die Deckplatten sind im Anschluß an die Glättung des Gewölberückens wasserdicht verputzt und durchgehend mit Asphaltplatten isoliert. Die Deckplatten sind aus rheinischer Basaltlava hergestellt, die Fahrbahn chaussiert und die Brücke mit einem einfachen schmiedeisernen Geländer seitlich abgeschlossen.

Die Ausführung erfolgte ebenfalls bei voller Aufrechterhaltung des zweigleisigen Betriebes in einem Zeitraum von acht Wochen. Die fertige Brücke zeigt die Abb. 152.

Eine sehr hübsche Lösung bietet ein Übergangssteg für Fußgänger in Monierkonstruktion auf der Linie Koblenz—Trier beim Haltepunkt Pommern, welche von derselben Firma im Jahre 1900 ausgeführt wurde.[1])

An Stelle einer alten Holzbrücke errichtet, überspannt das Bauwerk mit einem Bogen von 17,20 m Spannweite und 3,60 m Pfeilhöhe bei 1,60 m Breite zwischen den Stirnen die zweigleisige Eisenbahnlinie zwecks Überführung eines Weinbergpfades. Da die linkseitige Böschungskante etwa 3,60 m tiefer liegt als die rechtseitige, so ist auf die linke Gewölbeseite eine 19stufige Treppe aufgelegt und die rechte Seite über dem Widerlager mit 2 Nebenbogen von je 3,75 m l. W. und 0,70 bezw. 0,67 m Pfeil überspannt. Die hierdurch bedingte unsymmetrische Verteilung des Eigengewichts bestimmt die Form des Bogens, der aus fünf Mittelpunkten konstruiert ist, und zwar derart, daß der Halbmesser im Scheitel etwas kleiner ist als derjenige an den Kämpfern und daß einem Viertel der Spannweite eine entsprechend größere Gewölbestärke gegeben wurde. Das Hauptgewölbe besitzt eine Scheitelstärke von 15 cm und eine größte Stärke von 25 cm (Abb. 153). Bei der vorgeschriebenen Nutzlast von 400 kg/m² treten dann noch Druckspannungen bis zu 54,2 kg/cm² auf.



Abb. 154. Übergangssteg bei Pommern (Moselbahn).

Die Gewölbe sind aus Feinbeton 1 : 3 (drei Teile scharfer Rheinsand und ein Teil Portlandzement) hergestellt, welcher bei der durch die Material-Prüfungsanstalt vom Polytechnikum in Zürich vorgenommenen Untersuchung nach 28 Tagen 25,4 kg/cm² Zug- und 322 kg/cm² Druckfestigkeit ergab. Die untere und obere Eiseneinlage des Hauptgewölbes (letztere auch im Scheitel durchgehend) besteht aus je 10 Rundeisenstäben von 13 mm Durchmesser, welche bis 930 kg/cm² beansprucht werden. Die Kantenpressungen der aus Kiesbeton in Mischung 1 : 10 hergestellten Widerlager erreichen bei voller Belastung einen Höchstwert von 3,63 kg/cm².

Sämtliche Flächen des Bauwerks, mit Ausnahme der Leibungen und Stirnen der Gewölbe, sind mit rotem Eifelsandstein verkleidet. Aus dem gleichen Material sind die Deckplatten, die Stufen dagegen aus Basaltlava hergestellt, so daß die Farbenwirkung des Bauwerks im Rahmen der landschaftlich schönen Umgebung eine befriedigende ist. Um die Betonfläche der Leibung des Hauptgewölbes vor dem zerstörenden Einfluß des Lokomotivrauches bezw. der sich dadurch bildenden Säure zu schützen, ist die Leibungsfläche über den Gleisen mit Asphalt überzogen, während alle sonstigen Betonflächen mit Kalzit- und wetterbeständiger Mineralfarbe in Sandsteinton gestrichen sind.

Die Brückenbahn ist mit Kleinpflaster in Asphalt belegt, unter welcher sich zur Isolierung noch eine Asphaltplattenschicht befindet. Die gesamte Konstruktionshöhe am Scheitel stellt sich dann auf 30 cm.

---

[1]) Deutsche Bauztg. 1903, Januar.

Die Ausführung des Bauwerks, namentlich die Einrüstung und Einschalung des Hauptgewölbes, auch dessen Ausschalung mußte unter Aufrechterhaltung und ohne Störung des vollen zweigleisigen Betriebes erfolgen, wobei die längste Pause zwischen zwei aufeinanderfolgenden Zügen nur 40 Minuten betrug.

Das Bauwerk wurde in den Monaten November und Dezember 1900 ausgeführt; die im März 1901 vorgenommene Belastungsprobe mit 400 kg/m² ergab eine nach der Entlastung wieder zurückgegangene Einsenkung des Scheitels von 1 mm.

Die Kosten des in der Abb. 154 ersichtlichen Übergangssteges betrugen bei frachtfreier Beförderung sämtlicher Materialien, Gerüste und Gerätschaften 4300 Mark.

Anwendung der Moniergewölbe zur Überbrückung und Einwölbung der Wiener Stadtbahn.

Beim Bau der **Wiener Stadtbahn** wurde das erstemal in größerem Maße von Bahnverwaltungen die Eisenbetonbauweise zur Anwendung gebracht und vielfach bei Brücken und überwölbten Einschnitten das Moniergewölbe angewendet. An einigen typischen Fällen soll dies erläutert werden. Die normalen Monierüberbrückungen haben Gewölbe von 10 m Lichtweite bei 1,95 m Pfeilhöhe. Es wurden 3 Typen

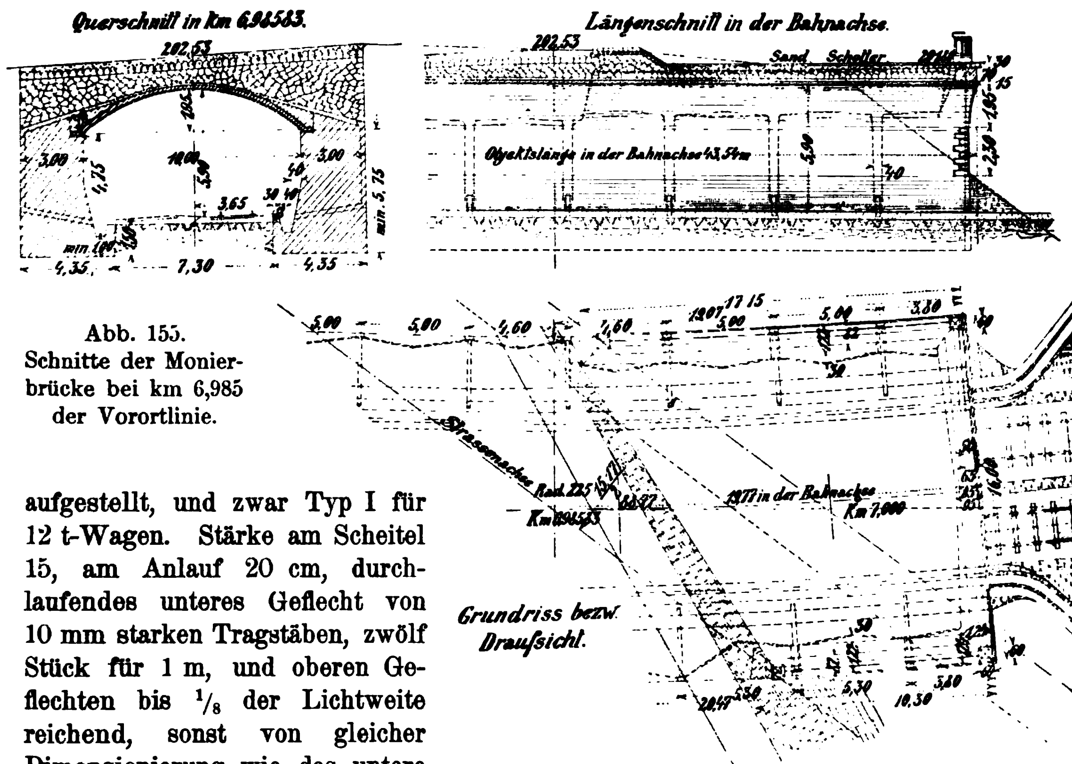


Abb. 155. Schnitte der Monierbrücke bei km 6,985 der Vorortlinie.

aufgestellt, und zwar Typ I für 12 t-Wagen. Stärke am Scheitel 15, am Anlauf 20 cm, durchlaufendes unteres Geflecht von 10 mm starken Tragstäben, zwölf Stück für 1 m, und oberen Geflechten bis $^1/_8$ der Lichtweite reichend, sonst von gleicher Dimensionierung wie das untere Netz. Die Scheitelüberschüttung einschl. Pflaster war hierbei mit 45 cm angenommen. Typ II für 20 t-Wagen bei 10 m Spannweite, am Scheitel 18, am Anlauf 26 cm stark, die Eisennetzeinlagen wie bei Typ I. Nur die Widerlager zeigen gegenüber Typ I wo die Breite derselben 3,40 m beträgt, eine Verbreiterung auf 4,35 m. Typ III, am Scheitel 22, am Anlauf 32 cm stark, für Wagen von 39 t Gesamtgewicht. Diese Gewölbe haben zwei durchlaufende Geflechte von je zwölf Stück 10 m starken Tragstäben. Die Widerlager sind 4,50 m stark.

Derartige Brücken wurden bis zu 5 m Fahrbahnbreite durchgeführt. Als Beispiel diene die Bahnüberbrückung in Bau-km 6,985 bei der Neustiftgasse im Zuge der Vorortlinie der Wiener Stadtbahn. Das Objekt ist auch aus dem Grunde bemerkenswert, weil der Straßenzug den mit einem senkrecht gestellten Objekt überbrückten Bahnkörper schräg kreuzt. Die Anordnung ist aus der Abb. 155 ersichtlich. Nach diesen Typen wurden ungefähr 600 Längenmeter Bahn auf der Vorort- und Gürtellinie überbrückt.

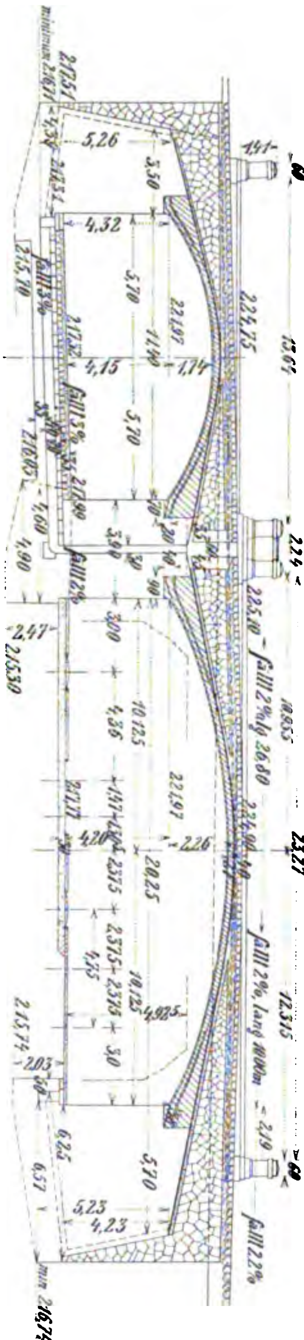


Abb. 156. Längsschnitt des Objekts bei der Kreuzgasse.



Abb. 157. Objekt bei der Kreuzgasse während der Betonierung.

Auf der Vorortlinie wurde außerdem ein Objekt mit 2 Bogen, der größere 20,25 m, der kleinere 11,40 m Lichtweite ausgeführt, und haben diese beiden einen gemeinsamen Mittelpfeiler. Dieses in der Verlängerung der Kreuzgasse, Bahnbau-km 4,938 gelegene Objekt ist für einen 20t-Wagen konstruiert. Dieser Entwurf sowie zahlreiche andere Entwürfe der Wiener Stadtbahn wurden von Herrn Oberingenieur J. A. Spitzer der Firma G. A. Wayss u. Cie. ausgearbeitet und auch der Bau und die Herstellung dieser Objekte von ihm geleitet. Das Gewölbe des großen Bogens hat bei einer Lichtweite von 20,25 m und einem Pfeil von 2,25 m eine Scheitelstärke von 27 und eine Kämpferstärke von 38 cm, das des kleinen Bogens einen Pfeil von 1,74 m, eine Scheitelstärke von 20, eine Kämpferstärke von 25 cm (Abb. 156). Der große Bogen hat ein unteres durchlaufendes Geflecht von 12 Stück 12 mm starken Tragstäben und 12 Stück 7 mm starken Verteilungsstäben, ferner ein gleich dimensioniertes oberes Netz, welches bis in $^1/_8$ der Spannweite reicht, während ein schwächer dimensioniertes Netz beiderseits an jenes an-

schließend bis gegen den Scheitel geführt ist. In der Abb. 157 ist das untere Geflecht des großen Bogens zu sehen, dessen Gerüst, um schädlichen Setzungen zu begegnen, an verschiedenen Stellen mit Bruchsteinen belastet wurde. Die Abb. 158 zeigt das fertige Objekt, während die Abb. 159 das Objekt auf der Hohen Warte wiedergibt. Während des Baues ergab sich, daß auf einem 10 m weiten Objekt Typ I bei der Silbergasse der Vorortlinie eine 2 m hohe Steinschichtung aufgebracht wurde. Diese Steinschichtung wurde sodann von einem Widerlager weg nach und nach abgenommen, so daß der Bogen verschiedene Stadien der ungünstigst wirkenden Belastung unbeabsichtigt mitmachen mußte. Ein derartiges Belastungsstadium ist durch die Abb. 160 festgehalten. Von Objekten größerer Lichtweite als die normalen Typen wäre zu erwähnen ein Steg von 11,5 m Lichtweite, eine Brücke von 15,8 und eine von 14,1 m Lichtweite. Bei der unteren Wientallinie kamen ebenfalls mehrere gewölbte Objekte zur Durchführung, und zwar am Karlsplatz zwischen den beiden Stationsgebäuden ein Objekt von 14,3 m Lichtweite, 3,4 m Pfeilhöhe mit doppelter Geflechteinlage, 26 cm Scheitelstärke, 42 cm Kämpferstärke. Ferner an jener Stelle, wo die großen Gasrohre über die Bahn geführt werden, ein Objektstreifen von 4 m Länge, 13,3 m Spannweite, 25 cm Stärke am Scheitel, 35 cm Stärke am Anlauf und einer Pfeilhöhe von 1,9 m mit 2 Geflechteinlagen. Daran schließend ein Objektstreifen von etwa 25 m Länge, 13,3 m Lichtweite und ebenfalls zwei Eisengeflechteinlagen. Der an diesen Objektstreifen anschließende Übergangsteil von etwa 10 m Lichtweite auf 8,7 m Lichtweite übergehend. Sodann folgt bis zum Anschluß an die Eiseneindeckung ein Gewölbestreifen von 8,7 m



Abb. 158. Objekt in der Kreuzgasse.



Abb. 159. Objekt auf der Hohen Warte.



Abb. 160. Objekt bei der Silbergasse bei unbeabsichtigter Belastung.

Lichtweite auf etwa 120 m Bahnlänge. In der Abb. 161 ist die Gasrohrüberführung zu sehen, während die Abb. 162 die Überwölbung zwischen den beiden Stationsgebäuden zeigt.



Abb. 161. Gasrohrüberführung.



Abb. 162. Einwölbung am Karlsplatz.

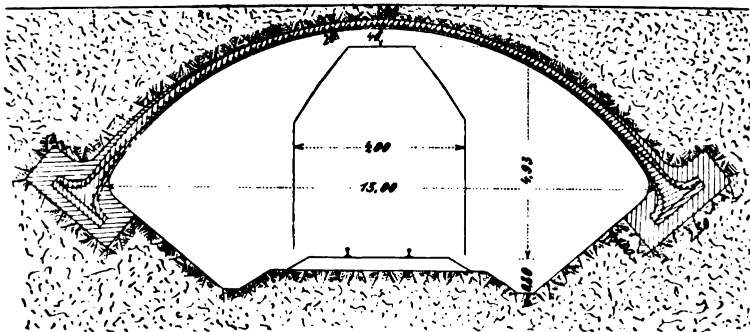


Abb. 163. Querschnitt der Brücke zu Borsi.

An Örtlichkeiten, welche mit zwingender Notwendigkeit auf die Anordnung verlorener Widerlager hinweisen, sind wohl die Moniergewölbe in erster Linie berufen, angewendet zu werden. Als Beispiele dieser Art seien erwähnt eine Bahnüberfahrt auf der Strecke der ungarischen Nord-Ostbahn zu Borsi bei Satorallja-Ujhély. Dieses im Jahre 1891 ausgeführte Moniergewölbe hat eine Lichtweite von 13 m und bei einer Belastungsfähigkeit durch 3000 kg Raddruck und 450 kg/m² gleichmäßig verteilte Last eine Scheitelstärke von 20 cm. Die Abb. 163 zeigt das Gewölbe im Längsschnitt.

Eine andere Ausführung dieser Art ist die Eisenbetonbrücke in Kunewald, von der Firma Schittenhelm u. Söhne ausgeführt. Die Lichtweite beträgt 21 m, die Scheitelstärke 33 cm, die Anlaufstärke 65 cm. Die Basis des verlorenen Widerlagers ist 3,50 m und hat eine Steigung von ungefähr 15° gegen die Horizontale. Die mit 50 cm Höhe bemessene Rückseite dürfte wohl nur in dem besonderen Falle, daß Fels ansteht, zugelassen werden können, und auch da

liegt die Gefahr nahe, daß das Widerlager an diesen schwachen Stellen abgeschert oder abgedrückt wird.

Die Abb. 164 zeigt Längsschnitt und Querschnitt, Abb. 165 den fertigen Zustand der Brücke.

Zum Schluß mögen noch zwei neuere größere Monierbogenbrücken besprochen werden.

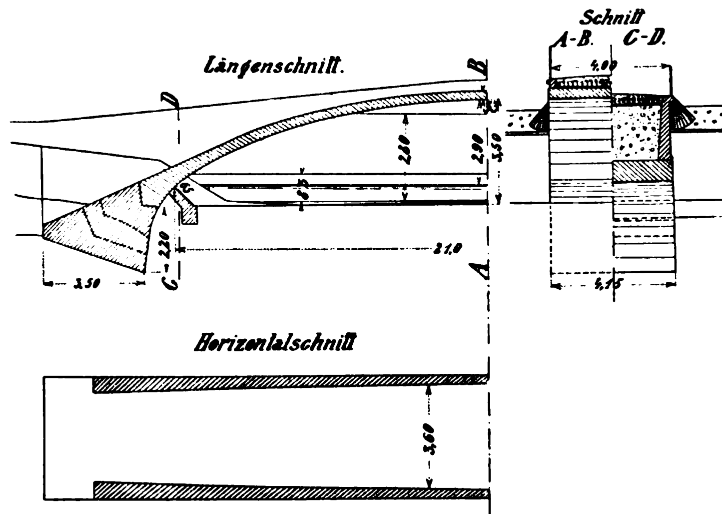


Abb. 164. Schnitte der Brücke in Kunewald.

Straßenbrücke in Eisenbeton über die Isar bei Grünwald oberhalb München.[1])



Abb. 165. Brücke in Kunewald.

Von München bis Schäftlarn führte bisher keine Brücke über die Isar, und es bestand zwischen Grünwald und dem zu Püllach gehörigen Höllriegelsgereuth lediglich eine primitive Fähre für den Personenverkehr. Es war daher für die räumlich wohl sehr nahe, aber durch die Isar getrennte Bevölkerung der betreffenden Gemeinden ein dringendes Bedürfnis, eine feste Brücke über die Isar zu erhalten. Die Distriktsgemeinden München rechts und links der Isar übertrugen daher, nachdem die Erbauung einer früher geplanten eisernen Brücke abgelehnt war, im Sommer 1903 auf Antrag des Bezirksamtvorstandes, Königlichen Regierungsrat Geis, den in München zur Eisenbeton-G. m. b. H. zusammengeschlossenen Firmen Baugeschäft Heilmann u. Littmann, G. m. b. H. und Wayss u. Freytag A.-G. den Bau einer Brücke in massiver Bauweise zwischen Grünwald und Höllriegelsgereuth. Die Firma Wayss u. Freytag A.-G. hatte schon im Jahre 1901 einen Entwurf für eine Betonbrücke eingereicht, welcher das Bestreben zeigte, bei tunlichst geringen Baukosten allen praktischen und ästhetischen Anforderungen zu entsprechen. Die von Herrn Ing. Zöllner schon seinerzeit vorgesehenen großen Spannweiten der zwei Hauptbogen von je 70 m sowie der Überbau in leichter Eisenbetonkonstruktion wurden auch für die Ausführung, welche

[1]) Deutsche Bauztg. 1904, S. 11, 12, 13.

etwa 2 Jahre später begann, beibehalten. Die Gesamtanordnung (vergl. hierzu das Bild Abb. 166 sowie den Längsschnitt Abb. 167 und die Querschnitte Abb. 168) erfolgte in der Weise, daß die an der betreffenden Stelle 70 m breite Isar durch einen Bogen

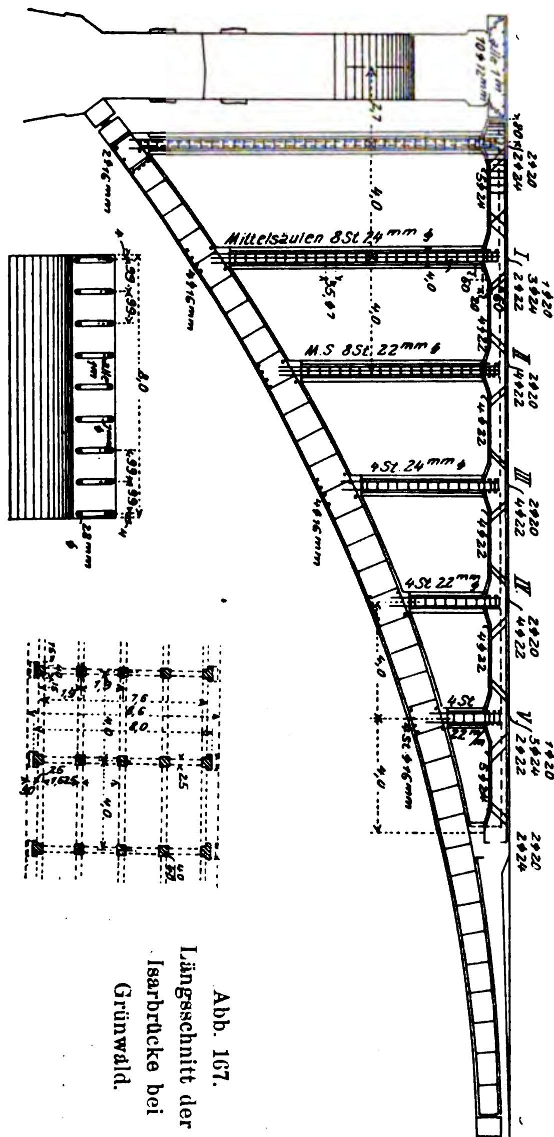


Abb. 167. Längsschnitt der Isarbrücke bei Grünwald.

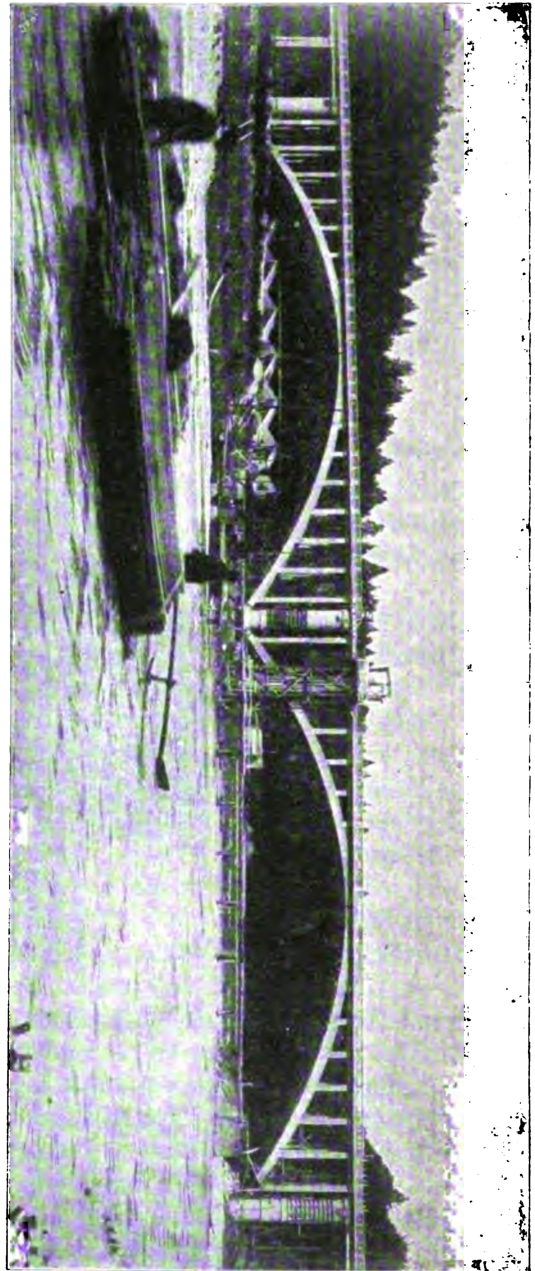


Abb. 166. Isarbrücke bei Grünwald.

überspannt wurde. Dadurch ergab sich, um große Pfeilerfundamente und große Widerlager zu vermeiden, von selbst die Lösung, den links der Isar fließenden Triebwerkkanal mit einem gleich großen Bogen zu überspannen. Der Anschluß auf der rechten sowie auf der linken Seite ist durch Landpfeiler mit 10 m Entfernung und wage-

rechtem Eisenbeton-Unterbau erfolgt. Um die Auffahrten auf beiden Seiten tunlichst leicht zu gestalten, wurde die Fahrbahn der Brücke möglichst hoch gelegt. Dadurch ergab sich auch der ästhetische Vorteil, daß die reizvolle Gegend des Isartales nicht durch ein plumpes Bauwerk abgesperrt wird, sondern die Fernsicht unter den großen eleganten und weit gespannten Bogen ungehindert gewahrt bleibt. Die Brücke, deren beide Hauptbogen als Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken ausgeführt sind (Abb. 10), hat eine Gesamtbreite von 8 m, wovon 5 m für die Fahrbahn und je 1,5 m für die Bürgersteige bestimmt sind. Infolge des geringen Eigengewichts des Aufbaues in Eisenbetonbauweise gegenüber anderen Konstruktionen war es möglich, für die beiden großen Bogen mit verhältnismäßig geringen Abmessungen auszukommen. Mit Hilfe der Eisenbetonbauweise können nach den jetzigen Erfahrungen massive Brücken in bisher nicht gekannten Spannweiten ausgeführt werden, ohne bezüglich der Kosten unwirtschaftlich zu werden. Infolge des im Verhältnis zur Größe der Bogen geringen Horizontalschubes wären nur verhältnismäßig kleine Widerlager erforderlich gewesen, wenn diese nicht in Anbetracht der tiefen Lage guten tragfähigen Bodens ganz respektable Abmessungen erhalten hätten.

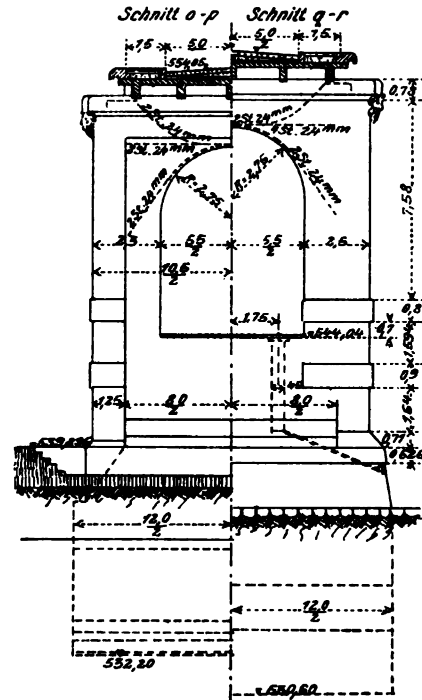


Abb. 168. Querschnitt der Isarbrücke bei Grünwald.

Die Bogen selbst haben eine Stärke von 80 cm im Scheitel, 90 cm im Kämpfer und 1,20 m in der Bruchfuge. Die Beanspruchung des Betons in den Bogen beträgt bei den ungünstigsten Verkehrslasten höchstens 36 und mindestens 2,5 kg/cm². Obwohl rechnerisch keine Zugspannungen ermittelt wurden, erhielten die Bogen in Anbetracht des Umstandes, daß die Druckspannungen beinahe Null werden, Eisenarmierungen von beträchtlicher Stärke, welche den Bogen auch zugfest machen, vergl. die Abb. 167. Dies geschah auch mit Rücksicht darauf, daß bei den großen, verhältnismäßig schlanken Bogen auch nur ganz geringe Verschiebungen im Lehrgerüst bei der Betonierung wesentliche Änderungen der Spannungen zur Folge haben können. Obgleich die Standfestigkeit des Bogens bei der vorzüglichen Ausführung auch ohne Armierungen hätte gesichert sein müssen, so wurde doch nicht darauf verzichtet, dem Bauwerk eine gleich hohe Sicherheit in allen Teilen zu geben. Das Einbringen des Betons erfolgte in kleinen Lamellen, und zwar so, daß eine möglichst gleichförmige Belastung des Lehrgerüstes gesichert war. Der Schluß des Bogens selbst wurde an mehreren Stellen des Gewölbes gleichzeitig vorgenommen, so daß zusammenhängende Bogenteile größerer Länge erst zum Schluß erstanden. Zur Herstellung des Betons wurde Blaubeurer Portlandzement, Isarsand und Isarkies im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 verwendet.

Die 20 cm starke Fahrbahnplatte, welche oben mit Asphaltfilzplatten isoliert und Fußweg sowie Fahrbahnchaussierung trägt, ist durch Längs- und Querträger, ebenfalls

in Eisenbetonbauweise, unterstützt, und es ruht dieses System auf einer Reihe von Eisenbetonsäulen, welche in der Mitte des Bogens eine Stärke von 40 × 40 cm besitzen und an der Außenseite, um eine zu schlanke Erscheinung der letzteren zu vermeiden, auf 60 cm verbreitert wurden. Der Aufbau selbst in Eisenbetonbauweise erfolgte nach den wohl hinlänglich bekannten Grundsätzen der Firma Wayss u. Freytag A.-G., welche in deren Werk „Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie“ ausführlich niedergelegt sind. Die Einzelheiten der Armierung der Fahrbahnlängsbalken, der Querspannungen der Fahrbahntafel und der Stützen gehen aus der Abb. 167, sowie aus der Abb. 168 hervor.

Von Interesse dürfte noch der Aufbau des rechtseitigen Landwiderlagers sein, bei welchem in den Mauern, um bei den gewaltigen Stärken und großen Höhen an Beton zu sparen, zellenartige Aussparungen vorgenommen sind. Um das zur Aufnahme des Erddrucks nötige Eigengewicht der Mauer auf billige Weise zu erzielen, wurden diese Aussparungen mit Erde ausgefüllt. Die Brücke, welche eine Gesamtlänge von 215 m hat, erhält ein seitliches Betongeländer von einfachen, aber wirkungsvollen Formen.

Die Herstellung des Endwiderlagers am rechten Ufer war eine verhältnismäßig leichte, da festes, tragfähiges Mergelgebilde, im Volksmunde Flinz genannt, zutage trat. Die Flinzschicht war von großer Härte und großer Mächtigkeit, was durch Tiefbohrung festgestellt wurde. Der Aushub der Flinzschichten konnte bei geringer Wasserhaltung erfolgen. Der Mittelpfeiler der beiden großen Bogen, im Flutgebiet der Isar liegend, boten ungünstigere Umstände und große Schwierigkeiten im Bau, da diese Pfeiler in eine frühere Stromrinne zu liegen kamen, die mit grobem Geschiebe ausgefüllt war. Von Anwendung einer Luftdruckgründung mußte wegen zu großer Kosten abgesehen werden. Es wurde also versucht, den guten Baugrund, d. h. den Flinz, durch einen offenen Schacht zu erreichen. An die Abtreibung einer Spundwand war nicht zu denken, da das massenhafte Vorhandensein von Steinblöcken dies nicht gestattet hätte. Es wurde daher eine senkreche Abteufung vorgenommen, welche sich bei den vorhandenen Verhältnissen als die beste und zweckmäßigste Ausführungsweise bewährt hat. Der Wasserzudrang war infolge des großen Geschiebes ein ganz enormer und konnte erst nach sorgfältiger Einschlämmung der benachbarten Flußsohle bewältigt werden. Um den Schacht, welcher etwa 7 m unter Gelände und etwa 6 m unter Wasserspiegel der Isar liegt, wasserfrei zu halten, waren fünf elektrisch betriebene Zentrifugalpumpen, welche Tag und Nacht in Betrieb waren, mit einer Gesamtleistung von 40 m³ in der Minute nötig.

Der Schacht war von vornherein so angelegt, daß nach erfolgter Ausschachtung bezw. Bloßlegen des guten Baugrundes das Betonfundament vollkommen trocken eingebracht werden konnte.

Die Konstruktionsdetails, sowie die statische Untersuchung des Bogens der Widerlager und Aufbauteile stammen von dem jetzigen Professor Mörsch in Zürich, welcher zur Zeit der Ausführung Vorstand des technischen Bureaus der Firma Wayss u. Freytag A.-G. war. Die Ausführung erfolgte unter Oberleitung der beiden Geschäftsführer der Eisenbeton-G. m. b. H. Reveray u. Zöllner. Die schwierige Bauleitung lag in den Händen des Herrn Ingenieur Köhl, sowie für einzelne Bauteile, z. B. Widerlager, in Händen des Herrn Ingenieur Greisl. Von seiten des Bezirksamtes war zur Beaufsichti-

gung der Bauausführungen Herr Staatsbauassistent Altmann bestellt. Mit der Ausführung der Brücke selbst wurde im Herbst 1903 begonnen und Anfang August 1904 in ihren Hauptteilen ausgerüstet, so daß sie Ende 1904 ihrer Bestimmung zugeführt werden konnte. Die Kosten beliefen sich auf 260 000 Mark.

Eine andere große Monierbrücke ist die über die Idriaschlucht im Zuge der Zufahrtstraße zur Station St. Lucia-Tolmein.[1]) Diese Überbrückung, welche mit Ausnahme der Widerlager des Bogens und der anschließenden Öffnungen in Eisenbeton ausgeführt ist, besteht aus einem Hauptbogen und zwei Anschlußöffnungen. Ersterer hat eine Lichtweite von 55 m, eine Pfeilhöhe zwischen den Mitten der Kämpfer- und Scheitelfuge von 13 m bei einer Scheitelstärke von 55 cm und einer Kämpferstärke von 95 cm. Die beiden Anschlußöffnungen sind Plattenbalkenkonstruktionen von je 12,5 m lichter Weite.

Über dem Hauptbogen, welcher in die massigen Widerlager aus Stampfbeton eingespannt ist, befinden sich auf jeder Bogenhälfte je vier Ständerreihen aus je drei Eisenbetonsäulen. Die Ständer jeder einzelnen Reihe sind durch Querverbindungen miteinander verbunden und bilden mit dem an ihrem oberen Ende sich befindenden Unterzuge zur Aufnahme der Fahrbahnkonstruktion einen steifen Rahmen. Die einzelnen Säulenreihen haben je 4,60 m Achsenentfernung. Als Grundlage für die statische Berechnung wurde die Brückenverordnung des k.k. Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 für Straßenbrücken erster Klasse benutzt. Das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten wurde mit 20 angenommen. Als spezifische Gewichte wurden in Rechnung gezogen:

Beton mit Eiseneinlagen . .	2400 kg/m³
„ ohne „ . .	2200 „
Schotter	1900 „
Packlage	2200 „

Was die statischen Verhältnisse des Bogens anbelangt, so beträgt dessen Spannweite zwischen den Kämpferfugenmitten 55,8 m; Pfeilhöhe 13 m bis zur Scheitelfugenmitte; Gewölbestärke am Scheitel 55 cm, am Anlauf 95 cm; Bogenbreite am Scheitel 6 m, am Anlauf 7 m. Als Nutzlast wurde eine solche von 500 kg/m² in Untersuchung gezogen. Ferner sei erwähnt, daß die Fahrbahn nicht symmetrisch über dem Bogen liegt, sondern mit 25 vT. vom rechten gegen das linke Ufer zu geneigt ist. Es ergibt sich daher auf der ansteigenden Gewölbehälfte eine Überlast durch die höher werdenden Ständer einerseits und durch die Mehrbeschüttung am Scheitel anderseits. Der Einfluß der dauernden unsymmetrischen Belastung auf symmetrische Bogenformen kann ziemlich bedeutend werden. (Siehe Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1897, Nr. 41, Einfluß geneigter Nivelletten auf symmetrische Gewölbe. Von Ingenieur Joh. Hermanek.) Die Überlast der höheren Ständer wurde in der Weise unwirksam gemacht, daß die erste Sparöffnung auf der ansteigenden Gewölbehälfte nur mit 30 cm, die der anderen drei Sparöffnungen nur mit 25 cm überschüttet wurden an Stelle von 35 cm Überschüttung auf der abfallenden Gewölbehälfte. Um das Gleichgewicht am Scheitel her-

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft XII und 1907, Heft I.

zustellen, wurde der Zwickel in der fallenden Gewölbehälfte bis 35 cm unter Fahrbahnhöhe ausbetoniert, auf der ansteigenden Gewölbehälfte wurden dagegen Spandrillen angeordnet, wie sie aus der Abb. 169 ersichtlich sind. Der Bogen wurde auf seine ganze Breite auf sein Eigengewicht mehr der halben Nutzlast, d. i. 250 kg/m², untersucht, und die ausgeführte Bogenform ergab sich durch einige Versuche. Für die statische Untersuchung des Bogens, welche nach einem vereinfachten Verfahren von Dr. techn. Schönhöfer [1]) ausgeführt wurde, wurden folgende Belastungsfälle in Betracht gezogen und deren Stützlinien eingezeichnet.[2])

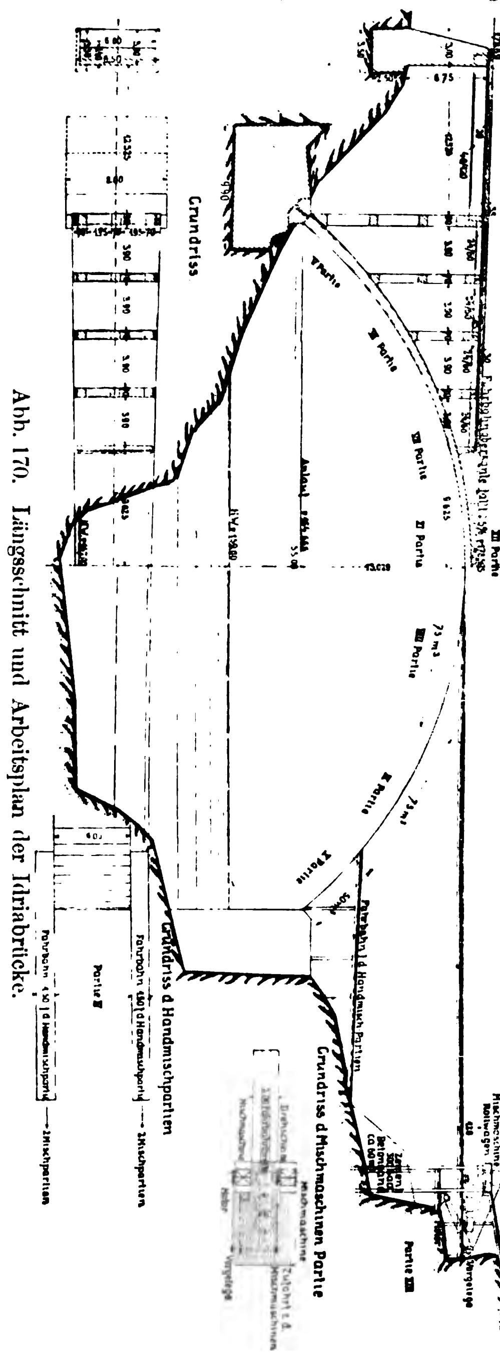


Abb. 170. Längsschnitt und Arbeitsplan der Idriabrücke.

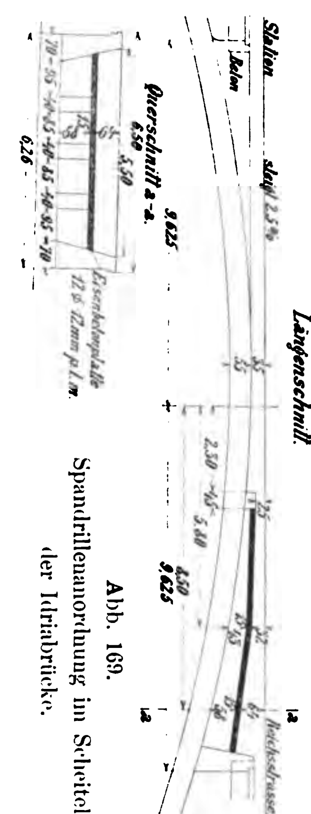


Abb. 169. Spandrillenanordnung im Scheitel der Idriabrücke.

1. Eigengewicht,
2. eine Gewölbehälfte mit 500 kg/m² belastet,
3. eine Gewölbehälfte mit der Walze von 18 t auf der ungünstigsten Stelle und der Rest mit 460 kg/m² belastet,
4. das ganze Gewölbe mit 500 kg/m² belastet,
5. die Walze am Scheitel und der Rest mit 460 kg/m² belastet.

Was die Ausführung dieser Brücke anbelangt, so wurde zuerst das rechte Widerlager, welches einen guten Untergrund besaß und dessen Gründung daher keine besonderen Schwierigkeiten aufwies, in Angriff genommen. Diesem folgte das linke Bogenwiderlager, welches in minder gutem Bodenmaterial gegründet werden mußte, und

[1]) Siehe „Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen u. Wölbtragwerken . . . .“ Berlin 1908, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Heft XII, Tafel XXVII.

dessen Herstellung daher große Schwierigkeiten bereitete. Um die Bodenpressung zu verringern, mußte die Fundamentfläche auch vergrößert werden. Die Baugrube war glücklicherweise trocken.



Abb. 171. Idriabrücke während des Betonierens.

Den beiden Bogenwiderlagern folgten die Ausführungen der beiden Endwiderlager; indessen wurde stets an der Herstellung der Gerüstung gearbeitet, so daß sämtliche Unterbauarbeiten, einschließlich des Gerüstes, anfangs 1905 beendet waren. Hinsichtlich der Herstellung des Bogens wurde von seiten der Unternehmung der Entschluß gefaßt, den Monierbogen auf einmal ohne Unterbrechung — vollständig fertig zu machen.

Zu diesem Zwecke waren viele Vorarbeiten nötig. Es wurde in einer provisorischen Dampfzentrale mittels Dynamo elektrische Kraft und Licht erzeugt. Die Bodengestaltung in der Nähe der Brücke gestattete die Errichtung dieser Zentrale erst in einer Entfernung von 400 m von der Brücke hoch über derselben. Von der Zentrale wurde mittels einer Druckleitung die Kraft zum Objekte geführt.



Abb. 172. Seitenansicht der Idriabrücke.

Für die Arbeitseinteilung lag ein sehr gut ausgearbeiteter Arbeitsplan zugrunde, welcher teilweise aus Abb. 171 zu ersehen ist. Es waren im allgemeinen vier Betonmischmaschinen vorgesehen, je zwei auf einem Ufer und je zwei von einem Motor betrieben. Der mittels Maschinen erzeugte

Beton wurde mittels Rollwagen und Rutschen bis zur Verwendungsstelle gebracht. Ferner waren für die untersten Bogenteile auf jeder Seite Handmischpartien vorgesehen. Es waren im ganzen 13 Arbeitsgruppen nötig.

Auch die Beschaffung des nötigen Wassers machte Schwierigkeiten, man sah sich genötigt, das Wasser mittels einer vorläufigen Gravitationswasserleitung aus einer Entfernung von etwa 1 km herbeizuholen. Sand und Schotter lieferte die Idria, und der Portlandzement wurde aus Kirchdorf (Oberösterreich) beschafft. Der Bogen selbst wurde am 14. Dezember 1905 betoniert. In der Zeit von Anfang Februar bis Mitte März 1906 wurden die aufgehenden Betonpfeiler und die Fahrbahn hergestellt.

Am 25. April 1906 wurde der Bogen ausgerüstet. Am 26., 27. und 28. April wurde die ganze Brücke einer strengen Belastungsprobe von seiten der Eisenbahnbaudirektion unterzogen, und zwar wurden hierbei vier Belastungsfälle untersucht. Da der Einfluß einer Straßenwalze und der Rest der Belastungsfläche, mit 460 kg/m² belastet, einen nur um geringes ungünstigeren Einfluß hat als die entsprechende Last von 500 kg/m² auf die ganze Belastungsfläche, wurde nur mit letzterer Last geprobt, und zwar:

I. das mittlere Bogendrittel,
II. die beiden äußeren Bogendrittel daran, also totale Last,
III. nur die beiden äußeren Bogendrittel belastet,
IV. halbseitige Belastung des Bogens.



Abb. 173. Monierbrücke über die Idriaschlucht.

Für diese Belastungsfälle wurde die Durchbiegung unter Zuhilfenahme von Einflußlinien nach Professor Winkler gerechnet, und zwar unter Annahme eines konstanten Querschnitts und einer Parabelbogenform, und diese Einflußlinien sind in der Tafel XXVII, Beton u. Eisen, Jahrgang 1906 ersichtlich gemacht.

In der nachfolgenden Tabelle sind sowohl die berechneten, als auch die wirklich gemessenen Formänderungen zusammengestellt. Die Abb. 171 zeigt ein Lichtbild während des Betonierens, während die Abb. 172 eine Seitenansicht, die Abb. 173 die Gesamtansicht der Brücke geben.

Um auch ein Beispiel einer statischen Untersuchung für ein Moniergewölbe nach dem analytischen Verfahren von Castigliano zu geben, sei diese Untersuchung hier angeführt:

Belastungsfall	Berechnete Formänderung in mm	Gemessene Formänderung in mm	Anmerkung
	$\downarrow$ 2,1	$\downarrow$ 2,0	senkrechte Bewegung des Scheitelpunktes
	$\downarrow$ 0,2	0	„
	$\uparrow$ 2,1	$\uparrow$ 2,0	„
	$\leftarrow$ 3,7 $\uparrow$ 0,6 $\downarrow$ 0,07	$\leftarrow$ 4,0 $\uparrow$ 1,0 $\downarrow$ 1,0	Veränderung des Viertelpunktes Bewegung des Scheitels

Allgemeiner Rechnungsvorgang.

Es wurde zunächst die bleibende Last (Eigenlast) auf das mit 2400 kg/m³ berechnete spezifische Gewicht des Gewölbematerials umgerechnet und zu den sich hieraus ergebenden Ordinaten noch die über die ganze Spannweite gleichmäßig verteilt gedachte bewegliche Last mit ihrem halben Werte bezw. mit 250 kg/m² hinzugefügt.

Die Überschüttung von 0,35 m ergibt eine umgerechnete Belastungshöhe am Scheitel von $\frac{0{,}35 \times 2000}{2400} = 30$ cm. Die Belastungshöhe der halben Nutzlast beträgt 10 cm. Die letzte Operation erfolgt aus dem Grunde, weil der Horizontalschub bestimmt werden muß, wenn die bewegliche Last auf einer Brückenhälfte ruht, und dieser gleich ist jenem Horizontalschub, welcher durch Verteilung dieser Last über das ganze Gewölbe hervorgerufen wird.

Der Bogen wurde mit seiner ganzen Breite untersucht, die vorliegende Bogenform, der geneigten Fahrbahnhöhe entsprechend, wurde durch mehrere Versuchsrechnungen ermittelt.

Hierzu sei folgendes erwähnt: Dadurch, daß die Fahrbahn steigend ist, ergibt sich für die Belastung des Gewölbes durch Eigengewicht eine Ungleichheit; auf der steigenden Gewölbehälfte ist eine größere Eigenlast als auf der fallenden.

Den Unterschied dieser Lasten in den beiden Gewölbehälften kann man folgendermaßen ermitteln. Denkt man sich von der Gewölbemitte die Fahrbahnhöhe von 2,5 vH. symmetrisch nach abwärts aufgetragen (in der steigenden Gewölbehälfte), so kann man daraus den Lastunterschied berechnen.

Er ergibt sich wie folgt:

$0{,}7 \times 0{,}5 \times 6 \times 2{,}4 =$ $+5{,}04$ t

$0{,}85 \times 3 \times 0{,}7^2 \times 2{,}4 - 0{,}35 \times 6 \times 0{,}7 \times 24 =$ $-0{,}5$ „

$1{,}15 \times 3 \times 0{,}7^2 \times 2{,}4 =$ $+4{,}06$ „

$1{,}45 \times 3 \times 0{,}7^2 \times 2{,}4 =$ $+5{,}12$ „

Gesamtlastunterschied 13,72 t.

Würden diese ungleichen Lasten verbleiben, so tritt im Gewölbescheitel eine Scheerkraft auf, und es müßte, um dem Bogen genau die Form seiner Stützlinie (Eigengewicht + halbe Nutzlast) zu geben, diese Bogenform eine unsymmetrische werden. Um dies zu verhindern, wurden diese 13,72 t einfach dadurch abgeschafft, indem auf der steigenden Gewölbehälfte an Stelle von 35 cm Beschüttung nur 30 cm angeordnet wurden.

Durch diese Verminderung in der Beschüttung ergibt sich eine Last von $27{,}9 \times 5{,}5 \times 0{,}05 \times 1900 = 14{,}5$ t, welche Last der früheren Mehrlast beinahe gleich ist.

Die Bogenachse wurde in sechs gleiche Teile geteilt (Abb. 174), die Fugen-

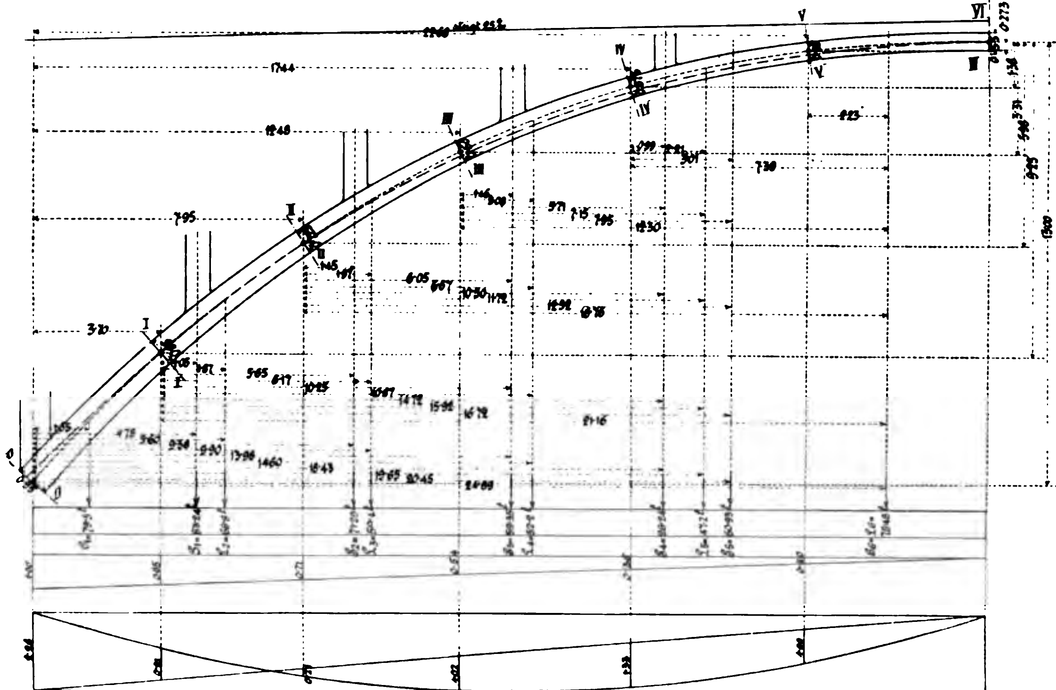


Abb. 174. Statische Untersuchung des Monierbogens der Idriabrücke.

schnitte normal zur Gewölbeachse geführt und durch Vertikallinien in den Schnittpunkten des Gewölberückens mit den Fugen die über dem Bogen befindliche Anschüttung bezw. Belastung ebenfalls geteilt.

Von den sich ergebenden Abschnitten wurden die Schwerpunkte ermittelt, die Gewichte bestimmt und nach dem Castiglianoschen Prinzip von der kleinsten Formänderungsarbeit (Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques) der Horizontalschub H und das Moment M im Bogenscheitel ermittelt, woraus die Normalkräfte und Momente in den einzelnen Querschnitten leicht gerechnet werden können.

Der Horizontalschub für die einseitige Belastung ist, wie oben bemerkt, vollkommen gleich dem, welcher bei Verteilung dieser Last über das ganze Gewölbe entsteht; es erübrigt nur noch zu untersuchen, welchen Einfluß das Kräftepaar ausübt, welches entsteht, wenn die halbe bewegliche Last von der einen Brückenhälfte weggenommen, auf der anderen aber hinzugefügt wird, und die Ordinatenänderung der neuentstehenden Drucklinie zu ermitteln, sowie die Änderung der Normalkräfte zu bestimmen, was nach dem von Müller-Breslau angegebenen Verfahren geschieht.

Ausführung der Berechnung.

Bezeichnet man mit M_0, M_I, M_{II}, M_{III}, M_{IV}, M_V, M_{VI} die Biegungsmomente, mit P_0, P_I, P_{II}, P_{III}, P_{IV}, P_V, P_{VI} die Normalkräfte in den Querschnitten 0, I, II, III, IV, V, VI der Abb. 174, so lautet die Formel für die kleinste Formänderungsarbeit des halben Bogens:

$$\Sigma \frac{M^2}{J} + \Sigma \frac{P^2}{F} = \text{Minimum, unter Vernachlässigung der kleinen Scherkräfte.}$$

Mit Hilfe der sich aus der Planbeilage ergebenden Koten können die Gewichte und die Drehmomente M_0, M_I, M_{II}, M_{III}, M_{IV}, M_V, M_{VI} mit bezug auf die Mittelpunkte der Fugenschnitte 0, I, II, III, IV, V, VI gerechnet werden.

Es bezeichnen weiter:

H den Horizontalschub,

M das Moment im Scheitel,

F_0, F_I, F_{II}, F_{III}, F_{IV}, F_V, F_{VI} die Flächen,

J_0, J_I, J_{II}, J_{III}, J_{IV}, J_V, J_{VI} die Trägheitsmomente der bezüglichen Querschnitte,

a_0, a_I, a_{II}, a_{III}, a_{IV}, a_V, a_{VI} die Neigungswinkel der Gewölbeschnittfugen gegen die Vertikale,

G_0, G_I, G_{II}, G_{III}, G_{IV}, G_V, G_{VI} die Gewichte,

h_0, h_I, h_{II}, h_{III}, h_{IV}, h_V, h_{VI} die Vertikalabstände der Mittelpunkte der Gewölbeschnittfugen vom Mittelpunkte der Scheitelfuge. Dann bestehen die folgenden Gleichungen:

$$M_{0, I, II, III, IV, V, VI} = M - h_{0, I, II, III, IV, V, VI} \times H + M_{0, I, II, III, IV, V, VI},$$

$$P_{0, I, II, III, IV, V, VI} = H \cos a_{0, I, II, III, IV, V, VI} + G_{0, I, II, III, IV, V, VI} \times \sin a_{0, I, II, III, IV, V, VI}$$

$$e_{0, I, II, III, IV, V, VI} = \frac{M_{0, I, II, III, IV, V, VI}}{P_{0, I, II, III, IV, V, VI}}$$

= die Hebelarme der Normalkräfte + nach innen, — nach außen von der Gewölbeachse.

Es ist weiter nach Simpson

$$\Sigma \frac{M^2}{J} = \frac{1}{3}\left[\frac{M_0^2}{J_0} + \frac{M_I^2}{J_I} + \frac{M_{II}^2}{J_{II}} + \frac{M_{III}^2}{J_{III}} + \frac{M_{IV}^2}{J_{IV}} + \frac{M_V^2}{J_V} + \frac{M_{VI}^2}{J_{VI}}\right].$$

(Das Glied $\frac{P^2}{F}$ kann des geringen Einflusses wegen vernachlässigt werden.)

Bestimmung der Momente M mit bezug auf die Mittelpunkte der Querschnitte:

$$M = M_1 + M_2;\quad G = G_1 + G_2.$$

a) Bogen allein.

Abschnitt	Volumen m³	Gewicht G_1 t	Hebelarm m	Moment M_1 t
0—VI	$(0{,}95 \times 7 + 0{,}85 \times 6{,}85) \times \frac{5{,}34}{2} = 33{,}10$	79,50	1,65	131,20
	$(0{,}85 \times 6{,}85 + 0{,}725 \times 6{,}71) \times \frac{5{,}34}{2} = 28{,}70$	68,80	5,60	385,00
	$(0{,}725 \times 6{,}71 + 0{,}6 \times 6{,}54) \times \frac{5{,}34}{2} = 24{,}7$	59,40	9,90	587,00
	Übertrag	207,70		1103,20

Abschnitt	Volumen m³	Gewicht G_1 t	Hebelarm m	Moment M_1 t
	Übertrag	207,70		1103,20
	$(0,6 \times 6,54 + 0,575 \times 6,36) \times \frac{5,34}{2} = 21,70$	52,20	14,60	762,50
0—VI	$(0,575 \times 6,36 + 0,56 \times 6,20) \times \frac{5,34}{2} = 19,65$	47,20	19,65	927,00
	$(0,56 \times 6,2 + 0,55 \times 6,00) \times \frac{5,34}{2} = 18,25$	43,80	24,89	1090,00
	Summe	350,90		3882,70
I—VI		68,80	1,87	128,80
		59,40	6,17	366,00
		52,20	10,87	567,50
		47,20	15,92	751,50
		43,80	21,16	926,00
	Summe	271,40		2739,80
II—VI		59,40	1,97	117,00
		52,20	6,67	348,00
		47,20	11,72	554,00
		43,80	16,96	744,00
	Summe	202,60		1763,00
III—VI		52,20	2,08	108,50
		47,20	7,13	336,00
		43,80	12,30	538,00
	Summe	143,20		982,50
IV—VI		47,20	2,20	104,20
		43,80	7,39	323,50
	Summe	91,00		427,70
V—VI		43,80	2,23	97,70

b) Beschüttung, Ständergewichte und halbe Nutzlast, $\frac{P}{2} = 250\ \mathrm{kg/m^2}$.

Abschnitt	Gewicht G_2 t	Hebelarm m	Moment M_2 tm
0—VI	83,24	4,78	398,00
	71,29	9,38	668,00
	59,35	13,98	830,00
	26,24	18,43	484,00
	60,95	20,45	1245,00
	34,68	24,89	861,00
Summe	333,75		4486,00
I—VI	83,24	1,05	87,50
	71,29	5,65	403,00
	59,35	10,25	608,00
	26,24	14,72	386.00
	60,95	16,72	1018,00
	34,68	21,16	732,00
Summe	333,75		3234,50
II—VI	71,29	1,45	103,50
	59,35	6,05	359.00
	26,24	10,50	276,00
	60,95	12,52	763,00
	34,68	16,76	588,00
Summe	252,51		2089,50
III—VI	59,35	1,46	86,60
	26,24	5,71	155,00
	60,95	7,93	484,00
	34,68	12,30	426,00
Summe	181,22		1151,60
IV—VI	26,24	0,99	26,00
	60,95	3,01	183,00
	34,68	7,39	256,00
Summe	121,87		465,00
V—VI	34,68	2,23	77,20

Zusammenstellung.

Abschnitt	Bogen allein		Beschüttung, Ständer und $P/2$		Summe	
	Gewicht G_1 t	Moment M_1 tm	Gewicht G_2 t	Moment M_2 tm	Gewicht G t	Moment M tm
0—VI	350,90	3882,70	335,75	4486,00	686,65	8368,70
I—VI	271,40	2739,80	335,75	3234,50	607,15	5974,30
II—VI	202,60	1763,00	252,51	2089,50	455,11	3852,50
III—VI	143,20	982,50	181,22	1151,60	324,42	2134,00
IV—VI	91,00	427,70	121,87	465,00	212,87	892,70
V—VI	43,80	97,70	34,68	77,20	78,48	176,18

Es ergeben sich demnach folgende Gleichungen:

$$\text{I.}\left\{\begin{aligned} M_0 &= M - 13{,}00\,H + 8368{,}70,\\ M_{\rm I} &= M - 9{,}25\,H + 5974{,}30,\\ M_{\rm II} &= M - 5{,}98\,H + 3852{,}50,\\ M_{\rm III} &= M - 3{,}31\,H + 2134{,}00,\\ M_{\rm IV} &= M - 1{,}38\,H + 892{,}70,\\ M_{\rm V} &= M - 0{,}273\,H + 176{,}18,\\ M_{\rm VI} &= M. \end{aligned}\right. \qquad \text{I.}\left\{\begin{aligned} P_0 &= H \times 0{,}64 + 686{,}65 \times 0{,}768,\\ P_{\rm I} &= H \times 0{,}748 + 607{,}15 \times 0{,}67,\\ P_{\rm II} &= H \times 0{,}835 + 455{,}11 \times 0{,}555,\\ P_{\rm III} &= H \times 0{,}905 + 324{,}42 \times 0{,}425,\\ P_{\rm IV} &= H \times 0{,}955 + 212{,}87 \times 0{,}295,\\ P_{\rm V} &= H \times 0{,}99 + 78{,}48 \times 0{,}15,\\ P_{\rm VI} &= H. \end{aligned}\right.$$

$$\text{II.}\quad \Sigma \frac{M^2}{J} = \text{Minimum.}\quad \text{Ferner:}$$

$$\frac{1}{J_0} = 2{,}00,\quad \frac{4}{J_{\rm I}} = 11{,}85,\quad \frac{2}{J_{\rm II}} = 8{,}85,\quad \frac{4}{J_{\rm III}} = 2{,}56,$$

$$\frac{2}{J_{\rm IV}} = 17{,}90,\quad \frac{4}{J_{\rm V}} = 41{,}20,\quad \frac{1}{J_{\rm VI}} = 12{,}10.$$

Werden die Werte für $M_{0,\,{\rm I}}$ usw. aus den Gleichungen I in die Gleichung II eingesetzt, nach M und H differenziert und die Differenzialquotienten gleich Null gesetzt, so erhält man

$$\text{III.}\left\{\begin{aligned} M - 2{,}35\,H &= -1516{,}20\\ -M + 6{,}43\,H &= 4144{,}70 \end{aligned}\right.$$

und hieraus:

$$H = 644{,}20\ T$$
$$M = 2{,}33\ T_m.$$

Durch Einsetzen der erhaltenen Werte in die Gleichungen I. erhält man:

$$\begin{aligned} M_0 &= +6{,}37\ T_m, & P_0 &= 939\ T,\\ M_{\rm I} &= +21{,}97\ T_m, & P_{\rm I} &= 888\ T,\\ M_{\rm II} &= +0{,}16\ T_m, & P_{\rm II} &= 790\ T,\\ M_{\rm III} &= +1{,}77\ T_m, & P_{\rm III} &= 721\ T,\\ M_{\rm IV} &= +1{,}37\ T_m, & P_{\rm IV} &= 677{,}8\ T,\\ M_{\rm V} &= -2{,}15\ T_m, & P_{\rm V} &= 649{,}8\ T,\\ M_{\rm VI} &= -2{,}33\ T_m, & P_{\rm VI} &= 644{,}2\ T, \end{aligned}$$

und hieraus die Hebelarme der Normalkräfte:

$$e_0 = \frac{M_0}{P_0} = +6{,}8 \text{ mm}, \qquad e_{IV} = \frac{M_{IV}}{P_{IV}} = +2{,}0 \text{ mm},$$

$$e_I = \frac{M_I}{P_I} = +24{,}7 \text{ mm}, \qquad e_V = \frac{M_V}{P_V} = -3{,}3 \text{ mm},$$

$$e_{II} = \frac{M_{II}}{P_{II}} = +2{,}2 \text{ mm}, \qquad e_{VI} = \frac{M_{VI}}{P_{VI}} = -3{,}6 \text{ mm},$$

$$e_{III} = \frac{M_{III}}{P_{III}} = +2{,}4 \text{ mm},$$

$+$ von der Achse nach innen, $-$ von der Achse nach außen.

Wie man sieht, sind die Abweichungen der Drucklinie von der Gewölbeachse unbedeutend.

Es handelt sich nun um die Korrektur der Drucklinie, welche sich durch Wegnahme der beweglichen Last von der einen Gewölbehälfte und Hinzufügung derselben zur Last der anderen Gewölbehälfte ergibt, bezw. um die Kenntnis der Ordinatenänderung der Drucklinie. Diese erhält man nach Müller-Breslau in folgender Weise:

Konstruiert man über der halben Stützweite eine Parabel mit dem Pfeile $\eta = \frac{\gamma \nu l^2}{64 h}$, wobei $\gamma \nu$ das Gewicht der zufälligen Last bezeichnet, l die Spannweite (auf den Mittelpunkt der Kämpferfuge bezogen), $H =$ den Horizontalschub, zieht die Linie C—D (Abb. 175), deren Endordinaten $+\eta$ bezw. $-\eta$ sind, so stellen die Ordinaten der schraffierten Flächen die an den Ordinaten der Drucklinie vorzunehmenden Änderungen dar.

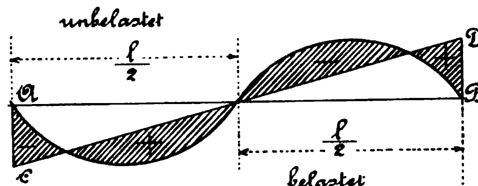


Abb. 175.

Der am meisten beanspruchte Querschnitt ist am Kämpfer in der Fuge 0 0. Die Normalkraft für diesen Querschnitt vermehrt sich I. auf der belasteten Seite um 20 t, sie vermindert sich auf der unbelasteten Seite, wobei die Zunahme der Vertikalkraft

$$A_I = \frac{5}{32} \gamma \nu l = 26 \text{ t, demnach bei einseitiger Belastung}$$

$$P_{0I} = P_0 + A \sin \alpha = 939 + 20,$$

$$P_0 = 959 \text{ t}.$$

Im Bogen sind zwei Eisennetzbogen angeordnet von je 10 R.-E. 14 mm für die laufende Brückentiefe, welche Netzbogen je 2,5 cm vom oberen bezw. vom unteren Plattenrande entfernt liegen. Es ergibt sich hieraus die Beanspruchung im Kämpferquerschnitte auf der belasteten Seite:

a) infolge der Normalkraft

$$K_N = \frac{959\,000}{(700 \times 95) + 20 \times 7 \times 2 \times 10 \times 1{,}54}$$

b) infolge des Momentes

$$K_M = \pm \frac{959\,000 \times 21{,}92}{\frac{1}{6} \times 700 \times 95^2 + 20 \times 10 + 1{,}54 \times 7 \times \frac{90}{95}} = \pm 17 \text{ kg/cm}^2.$$

Dies ergibt Kantenspannungen von $+30{,}5$ kg/cm² bezw. $-3{,}5$ kg/cm².

Berechnung der Spannungen in der Fuge IV IV.

Die Normalkraft in dieser Fuge berechnet sich folgendermaßen:
Die Summe der Vertikalkräfte für halbseitige Belastung ist

$$V_{g+p_e} = 686{,}65 + 26 = 712{,}65 \text{ t.}$$

Die Summe der Vertikalkräfte für $g + \frac{p}{2}$ von der Fuge 0 bis IV

$$\mathfrak{B} = 686{,}65 - 212{,}87 = 473{,}78 \text{ t.}$$

Infolge halbseitiger Belastung vermehrt sich dieses $\mathfrak{B}$ um

$$6 \times 17{,}44 \times 250 = 26{,}16 \text{ t, daher}$$

$$\mathfrak{B}^1 = \mathfrak{B} + 26{,}16 = 499{,}94 \text{ t}$$

und die Vertikalkraft für die Fuge IV

$$V_4 = V_{g+p_e} - \mathfrak{B}^1 = 712{,}65 - 499{,}94 = 212{,}71 \text{ t}$$

und die dazugehörige Normalkraft daher

$$N_4 = \sqrt{212{,}71^2 + 644{,}2^2} = 678{,}4 \text{ t.}$$

Diese Normalkraft greift in einer Entfernung von 13,3 + 0,2 = 13,5 von der Mittellinie an.

Es ist daher

$$K_4^n = \frac{678\,400}{636 \times 60 + 20 \times 6{,}36 \times 2 \times 10 \times 1{,}54 \text{ t}} = + 16{,}1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$K_4^m = \pm \frac{678\,400 \times 13{,}5}{\frac{1}{6} \times 636 \times 60^2 + 20 \times 10 \times 1{,}54 \times 6{,}38 \frac{55}{60}} = \pm 16{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

daher Randspannungen von + 32,4 kg/cm² und — 0,2 kg/cm².

Von den überaus zahlreich ausgeführten gewölbten Straßenbrücken, die in Monierkonstruktion ausgeführt wurden, seien erwähnt: die Brücke über die Doller bei Sendheim, Elsaß, mit 37 m Spannweite (Abb. 176); die Elsterbrücke im Leipziger Palmengarten mit 30 m Spannweite (Abb. 177); die Isarbrücke in München mit 2 Bogen von je 37 m Lichtweite, welches Objekt sich bei dem großen Hochwasser vom Jahre 1897 glänzend bewährt hat (Abb. 178); 2 Straßenbrücken über den Nymphenburger Kanal bei München, bei welchen beiden Objekten auf die architektonische Ausschmückung großer Wert gelegt wurde und welche in den Abb. 179 u. 180 wiedergegeben sind; ferner eine hübsche



Abb. 176. Monierbrücke zu Sendheim.



Abb. 177. Elsterbrücke in Leipzig.



Abb. 178. Isarbrücke in München.



Abb. 179. Monierbrücke über den Nymphenburger Kanal.



Abb. 180. Monierbrücke über den Nymphenburger Kanal.



Abb. 181. Überfahrtsbrücke bei Sigmundsherberg.

Überfahrtsbrücke der k. k. österreichischen Staatsbahnen auf der Strecke Hadersdorf—Sigmundsherberg (Abb. 181), welche einen hohen Felseinschnitt übersetzt; die Straßenbrücke über den Sazawafluß b. Frauental mit 2 Öffnungen zu 18 m (Abb. 182); die Schafbrücke über den Weidenbach in Weidenau mit 35 m Lichtweite (Abb. 183); die Straßenbrücke I. Klasse über die Passer bei Meran mit 2 Öffnungen zu 20,5 m Lichtweite und einem in Eisenbeton ausgeführten Mittelpfeiler, dessen äußere Flächen Quaderimitation tragen (Abb. 184), die letzten drei Brücken von der Wiener Firma N. Rella u. Neffe ausgeführt; ferner die 10,56 m breite Straßenbrücke I. Klasse über die Becwa bei Prerau mit 3 Öffnungen zu 22 m Lichtweite, welche ein recht hübsches architektonisches Äußeres bietet und von der Firma Herzan u. Uhliř hergestellt wurde. Ein kühnes Objekt zeigt die Abb. 185.



Abb. 182. Sazawabrücke bei Frauental.



Abb. 183. Schafbrücke in Weidenau.



Abb. 184. Passerbrücke in Meran.

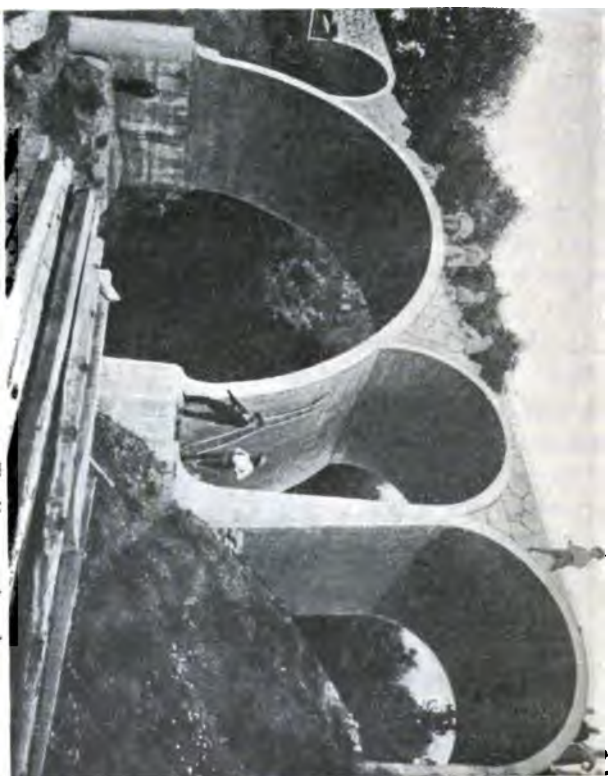


Abb. 185. Zufahrtsbrücke zur Tagliamentobrücke.



Abb. 186. Fyansfordbrücke.

Sie stellt die von der Firma Odorico ausgeführte Zufahrtsbrücke zur Tagliamentobrücke in Norditalien vor.

Auch in Australien hat sich die Monierbauweise Bahn gebrochen, und seien hier von größeren Überbrückungen dieser Art erwähnt: die Fyansford-Brücke, welche eine Mittelöffnung von etwa 32 m, bei einer Bogenstärke von 40 cm und 2 Seitenöffnungen von etwa 20 m Lichtweite und 30 cm Gewölbestärke hat (Abb. 186); die Brücke bei Creswick (Viktoria) mit 2 Öffnungen zu 21 m Lichtweite (Abb. 187); ferner die Brücke über den Yarifluß mit 3 Öffnungen von etwa 30 m Spannweite (Abb. 188).



Abb. 187. Brücke bei Creswick (Viktoria).

Auch unter Gleisen wurden Moniergewölbe zur Ausführung gebracht, und seien von diesen folgende erwähnt: Brücke über die Lainsitz der niederösterreichischen Waldviertelbahn, Teilstrecke Gmünd—Heidenreichstein des niederösterreichischen Landeseisenbahnamts. Die Spurweite dieser Bahn beträgt 76 cm, und als zufällige Belastung wurden 80 vH. des Normalbelastungszuges nach der Brückenverordnung vom 15. September 1897 angenommen.



Abb. 188. Brücke über den Yarifluß.

Dieses Objekt hat 3 Öffnungen, und zwar die mittlere mit 20 m, die seitlichen mit je 15 m lichter Weite. Die Bodenverhältnisse weisen hier überall feinkörnigen Granitsand auf, deshalb wurde die Fundierung mittels eines Pilotenrostes, bestehend aus 7 m langen Lärchenpiloten, hergestellt und bei 2 m unter Niederwasser auf diesen Rost die Betonwiderlager aufgesetzt. Es ergibt sich hierdurch ohne Berücksichtigung der Piloten eine normale Bodenpressung von 4 kg/cm². Um bei den Mittelpfeilern keinen zu großen exzentrischen Druck durch die ungleichen Spannweiten zu erhalten und die Mittelpfeiler nicht zu kräftig ausgestalten zu müssen, wurde bei dem Mittelbogen eine Beschüttungshöhe von 0,70, bei den beiden Seitenöffnungen eine solche von 1,10 m angenommen. Der Mittelbogen ist am Scheitel 36, am Kämpfer 50 cm stark, während jede Seitenöffnung eine Scheitelstärke von 30 und eine Kämpferstärke von 40 cm besitzt. Bei der im Mai 1900 vorgenommenen Belastungsprobe ergab sich eine größte Scheitelsenkung von 1,2 mm, welche nach Entfernung der Last vollständig zurückging. Längs- und Querschnitte sind in der Abb. 189 zu ersehen. Die Abb. 190 gibt ein Lichtbild dieses Objektes.

Abb. 189. Längs- und Querschnitt der Lainsitzbrücke.

Abb. 190. Eisenbahnbrücke über die Lainsitz.

Abb. 191. Eisenbahnbrücke bei Jever.

Abb. 192. Eisenbahnbrücke bei Wasserbillig.

Abb. 193. Eisenbahnbrücke in Coblenz.

Von anderen Monierbrücken unter Gleisen seien erwähnt, jene am Seeteich bei km 18,85 auf der Strecke von Jever nach Karolinensiel, welche für die Großherzoglich oldenburgische Eisenbahndirektion im Jahre 1891 ausgeführt wurde (Abb. 191); jene bei Wasserbillig auf der Linie Trier—Luxemburg mit 6,28 m Lichtweite, 18 cm Scheitel- und 25 cm Kämpferstärke (Abb. 192).

Zwei Eisenbahnbrücken zwischen dem Hauptbahnhofe Coblenz und der Horchheimer Rheinbrücke, wovon die eine mit 11,38 m Spannweite die Mainzer Chaussee; die andere mit 9,81 m Spannweite die linksrheinische Eisenbahn Coblenz--Bingerbrück überbrückt (Abbildung 193 u. 194).

Eine große Anzahl von Brücken nach System Monier wurden ferner von Ingenieur Leonardi in Norditalien ausgeführt. So gibt die Abb. 195 das Lichtbild der Straßenbrücke über den Lambrofluß bei Carate, welche aus zwei Öffnungen von 37,55 m Lichtweite besteht, die Abb. 196 das Lichtbild der



Abb. 194. Eisenbahnbrücke bei Coblenz.



Abb. 195. Straßenbrücke über den Lombrofluß.



Abb. 196. Eisenbahnbrücke über den Rino während der Belastungsprobe.

Brücke über den Wildbach Rino während der Belastungsprobe. Die Brücke dient zur Übersetzung einer Eisenbahnlinie. Der Bogen besitzt eine Lichtweite von 27,20 m bei einem Pfeil von 4,80 m. Die Scheitelstärke beträgt 60, die am Kämpfer 110 cm, während die Bogenbreite von 2 m am Scheitel auf 3 m am Anlauf zunimmt. Die Armierung besteht in einem doppelten Netz von Trageisen zu je 28 Stück von 25 mm Durchmesser, welche durch 10 mm starke Verteilungseisen in 20 cm Entfernung zusammengehalten werden. Ganz ähnliche Eisenbahnbrücken geben die Abb. 197 über den Kanal Conti mit einem Bogen von 20 m und die Abb. 198 über die Brembilla bei Ledriva mit einem Bogen von 27,20 m Lichtweite.



Abb. 197. Eisenbahnbrücke über den Kanal Conti.

Dem System Monier ähnlich ist das System Maciachini, insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß die beiden Eisennetze im Bogen durch Bügel verbunden sind. Als Beispiel eines Objekts nach diesem System wäre die Brücke über die Bormida bei Altare zu erwähnen.[1]) Der Bogen hat eine Spannweite von 18 m und einen Pfeil von 2,10 m; er hat 30 cm Scheitel- und 50 cm Widerlagerstärke. Der Bogen ruht einerseits auf einem alten Mauerwerkpfeiler, anderseits auf einem neu hergestellten Eisenbetonwiderlager auf. Die Brücke ist 7,6 m breit, hat keine Fußsteige und als Fahrbahnträger eine Platte von 10 cm, die, mit Längs- und Querrippen verstärkt, in Abständen von 1,46 m auf Pfeilern 30 × 30 cm aufruht, die von dem Bogen getragen werden. Die Platte ist nach zwei Rich-



Abb. 198. Eisenbahnbrücke über die Brembilla.

[1]) Beton u. Eisen 1903. S. 8.

tungen mit Rundeisen von 16 mm alle 20 cm armiert. Die Rippen haben 4 R.-E. 20 mm unten und 3 R.-E. 14 mm oben, die mit Bügeln nach System Maciachini verbunden sind. Die Pfeiler sind mit 4 R.-E. 12 mm armiert und alle 40 cm mit wagerechten Bügeln verbunden. Die Armierung des Bogens besteht aus oben und unten angebrachten Rundeisen von 16 mm, welche in Abständen von 20 cm verlegt sind. Während unten diese Armatur durchgeht, so fehlt sie oben im mittleren Drittel. Die beiden Drahtnetze sind mit 5 mm starken Bügeln verbunden. Diese Bügel bezw. Verbindung ist abwechselnd unter 45° und senkrecht angeordnet. Die Abb. 199

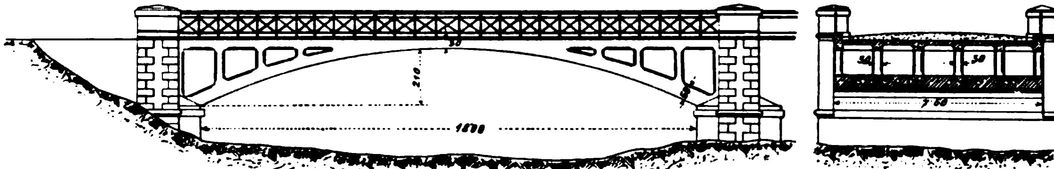


Abb. 199. Ansicht und Querschnitt der Brücke über die Bormida.

zeigt Ansicht und Querschnitt der Brücke, die Abb. 200 die Armierung im Querschnitt und die Abb. 201 einen Schnitt durch das Eisenbetonwiderlager.

Ebenfalls in monierähnlicher Weise hat die Betonbauunternehmung Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg eine **Straßenbrücke in Hussakow** ausgeführt. Wie aus der Abb. 202 zu ersehen ist, hat die Brücke eine Öffnung von 15 m und ist aus mehreren Kreissegmenten gebildet, die sich einer Parabelform nähern. Die Scheitelstärke beträgt 17 cm, welche stetig bis zum Auflager auf 80 cm zunimmt. Die Bogenarmierung besteht aus einem oberen und unteren Rundeisennetz von 12 mm Stärke, welche Eiseneinlagen rund 40 cm voneinander entfernt sind. Diese Netze sind durch 8 mm starke

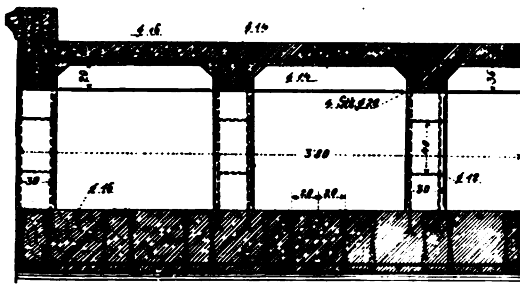


Abb. 200. Armierungseinzelheiten der Brücke über die Bormida.

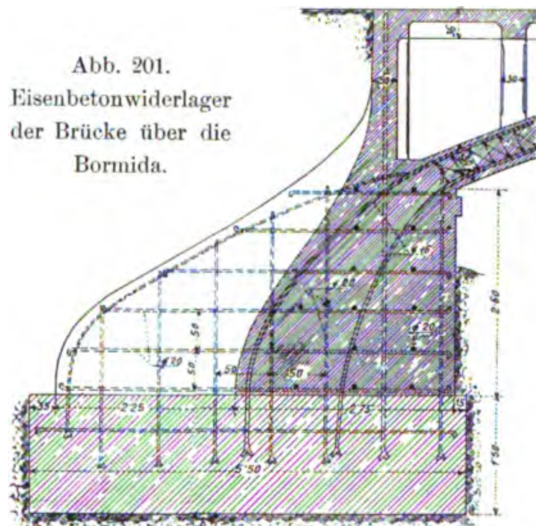


Abb. 201. Eisenbetonwiderlager der Brücke über die Bormida.

Rundeisen zusammengehalten. Erwähnenswert bei diesem Objekt wären die Brüstungsmauern, welche ebenfalls ganz in Eisenbeton ausgeführt sind. Die senkrechten Armierungen dieser Wände bestehen aus 15 mm-R.-E. welche in den Bogen, und zwar stets senkrecht auf diesen hineinreichen. In Entfernungen von je 2 m besitzen diese 14 cm starken Brüstungswände wandartige Rippen nach innen, wie dies der Grundriß in Abb. 203 zeigt.

In mehr oder weniger ähnlicher Weise wie das System Monier werden in Nordamerika eine Unzahl von Eisenbetonbrücken ausgeführt, mit dem Unterschiede, daß

die Eisenstäbe nicht Rundeisen sind, sondern andere Formeisen von schlaffem Querschnitt. Es haben sich daselbst hauptsächlich nach der Form der Eiseneinlage eine Menge patentierte Eisenbetonbauweisen herausgebildet. Die wichtigsten derselben sind: System Johnson (corrugated bars), System Thacher und System Kahn.

Abb. 202. Längenschnitt der Brücke in Hussakow.

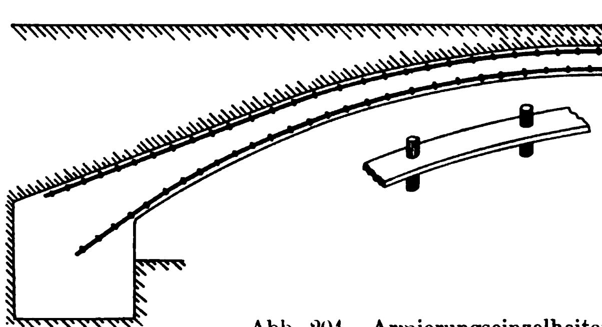
Beim System Johnson besteht die Eiseneinlage aus Quadrateisen, welche um ihre Längsachse gedreht sind, so daß die Kanten des Eisenquerschnitts einen schraubenförmigen Lauf aufweisen. Beim älteren System Thacher werden Flacheisen benützt,

Abb. 203. Grundriß der Brücke in Hussakow.

welche mit eingenieteten Rundeisen versehen sind (Abb. 204); bei dem neuen System Thacher[1]) besteht die Eiseneinlage aus bestimmtem Walzeisen von mehr oder weniger rechteckigem Querschnitt, welcher in gewissen Abständen durch wulstartige Formen verstärkt ist. Das System Kahn ist insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß an

[1]) Siehe „Handbuch für Eisenbetonbau", II. Band, S. 9.

dem quadratischen Querschnitt der Eiseneinlage bügelartige Ansätze angegliedert sind, die unter einem bestimmten Winkel, meist 45°, in die Höhe laufen. An der Hand einiger in Nordamerika ausgeführter Brücken mögen diese Systeme erläutert werden.



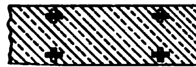
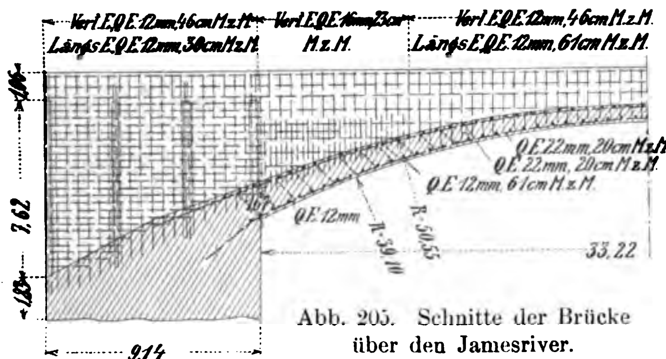


Abb. 204. Armierungseinzelheiten nach System Thacher.

Brücken nach System Johnson.

Brücke über den Jamesriver zu Richmond. Diese besitzt fünf Öffnungen von rund 33 m Lichtweite bei einem Pfeile des Bogens von rund 3,80 m. Die Scheitelstärke beträgt 75 cm, die Fahrbahnbreite 7,5 m, wovon 1,5 m auf einen Fußsteg entfallen. Die Armierung der inneren Leibung und des Gewölberückens besteht aus Johnsoneisen von 21 mm Stärke, welche in Entfernungen von 20 cm angeordnet sind. Die Verteilungseisen sind 13 mm stark und 60 cm voneinander entfernt. Bei jedem zweiten Verteilungseisen wird ein Quereisen von der inneren Leibung unter etwa 45° nach oben geführt, und zwar in den äußeren Bogendritteln, welches den Zweck hat, den Beton in diesen Teilen bei der Aufnahme der Scherkräfte zu unterstützen. Die seitlichen Abschlußwände des Fahrbahnkörpers sind ebenfalls armiert, wie dies aus dem Querschnitt und Längsschnitt der Abb. 205 zu ersehen ist.



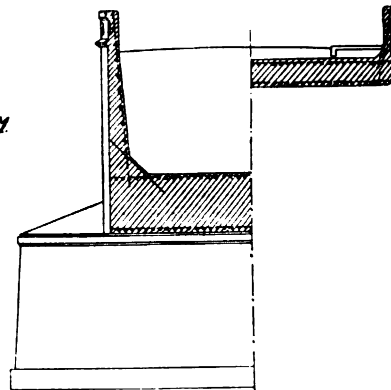


Abb. 205. Schnitte der Brücke über den Jamesriver.

Ebenfalls mit Johnsoneisen ist ein längerer überwölbter Einschnitt ausgeführt, und zwar auf der Southern Railway bei Knoxville, Tenn.[1]) Dieser Einschnitt besitzt eine Länge von über 110 m. Die Lichtweite der Einwölbung beträgt 5,70 m. Die Armierung ist eine doppelte sowohl an der Innen- als Außenseite des Gewölbes, und zwar bestehen die Trageisen aus 13 mm starkem Johnsoneisen, welche in Entfernungen von 15 cm eingebettet sind, während die Verteilungseisen von derselben Stärke in Entfernungen von 60 cm angeordnet wurden. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 2,5 : 5. Die Einwölbung wurde in Ringen von 18 bis 27 m Länge ausgeführt, und die Eisenarmierung wurde in ihrer richtigen Lage durch hochgestellte Pfosten gehalten, welche entfernt wurden, sobald die Betonierung beendet war (Abb. 206). Die Kosten

[1]) Railroad Gazette 1905, 17. März, S. 219.

für das Längenmeter beliefen sich auf rund 100 Dollar. Die Abb. 207 gibt einen Querschnitt dieser Überwölbung.

Ein weiteres höchst interessantes Objekt nach System Johnson ist die Danvillebogenbrücke der Cleveland Cincinnati Chicago and St. Louis Eisenbahn.[1]) Sie stellt eine doppelgleisige Eisenbahnbrücke vor von 99 m Gesamtlänge und besitzt einen Mittelbogen von 30 m und zwei Seitenbogen von je 24 m Lichtweite. Der Pfeil des Mittelbogens ist 12 m, und sein Anlauf liegt 7,8 m über der Flußsohle. Der Pfeil der

Abb. 206. Überwölbung bei Knoxville während der Betonierung.

Seitenöffnungen beträgt 9 m, und ihre Anläufe befinden sich 3 m über jenen des Mittelbogens, so daß die Scheitel sämtlicher Bogen in eine Ebene 21 m über der Flußsohle fallen. Die Schienenunterkante befindet sich rund 6 m oberhalb des Rückens dieser Gewölbe. Die Gleise ruhen in einem Schotterbett von 1,5 m Stärke. Dieses Schotterbett ruht auf einer Reihe von halbkreisförmig ausgebildeten Sparöffnungen. Die Sparbogen haben eine Scheitelstärke von 60 cm und durchweg 2,40 m Lichtweite und ruhen auf 60 cm starken Zwischenpfeilern. Ihr Rücken ist mit Beton wagerecht ausgeglichen. Die ganze Konstruktion oberhalb der Anläufe der Hauptbogen ist mit Johnsoneisen armiert und wurde von der St. Louis Expanded Metal Fireproofing Company ausgeführt. Die Einzelheiten der Armierung sind aus der Abb. 208 zu entnehmen. Die Bogenarmierung besteht aus 25 mm-Quadrateisen, welche in 30 cm Entfernung angeordnet sind, und zwar

Abb. 207. Querschnitt der Überwölbung bei Knoxville.

[1]) Eng. Record 1906, 3. März.

sind mit 21 mm starken Quereisen verbunden. Die Armierung ist sowohl an der inneren Leibung, als auch am Rücken der Hauptbogen dieselbe. Die Enden dieser Einlagen greifen tief in die Zwischenpfeiler bezw. Landwiderlager ein, so daß der

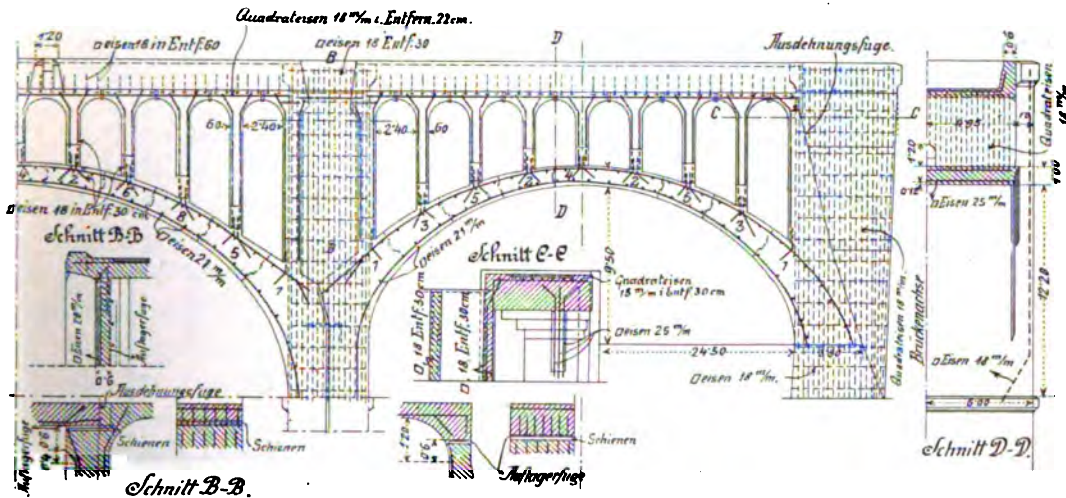


Abb. 208. Längsschnitt und Einzelheiten der Brücke zu Danville.

Unterbau ein monolithisches Ganzes bildet. Die Sparöffnungen sind in drei voneinander getrennten Teilen ausgeführt, entsprechend den drei Hauptbogen. Die Sparbogen jedes Teiles sind durch Eiseneinlagen miteinander verhängt, während sie von den anschließenden Teilen durch künstlich angebrachte Fugen getrennt sind, wie dies die



Abb. 209. Brücke zu Danville.

Abb. 208 zeigt. Die Mittelpfeiler sind oberhalb der Bogenanläufe hohl und mit Eisenbetonwänden abgegrenzt. Dieser Raum wird von einer 60 cm starken und 3,9 m weiten Eisenbetonplatte überdeckt. Was die Betonierung der Bogen anbelangt, so wurde der Mittelbogen in elf, die Seitenbogen in je neun Lamellen nach der Reihe der in der Abb. 208 ersichtlichen Zahlen ausgeführt. Die Abb. 209 gibt ein Lichtbild dieses interessanten Bauwerks.

Im Anschluß seien einige kurze Angaben über einige Viadukte der Florida-Ostküsten-Eisenbahn erwähnt, die ebenfalls mit Johnsoneisen armiert sind.

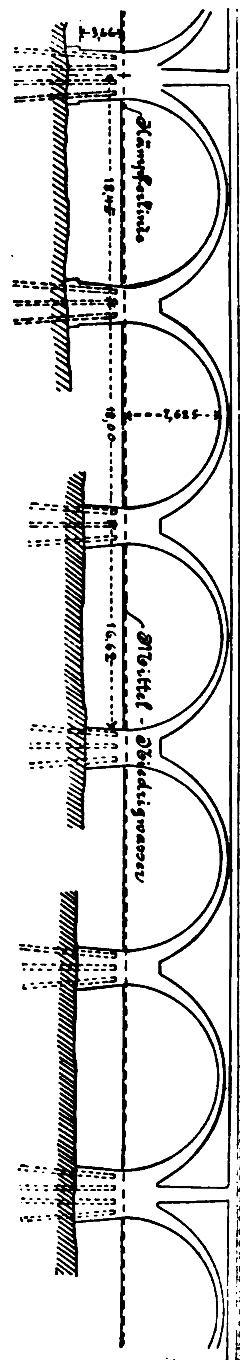


Abb. 210. Allgemeine Anordnung der Eisenbetonviadukte.

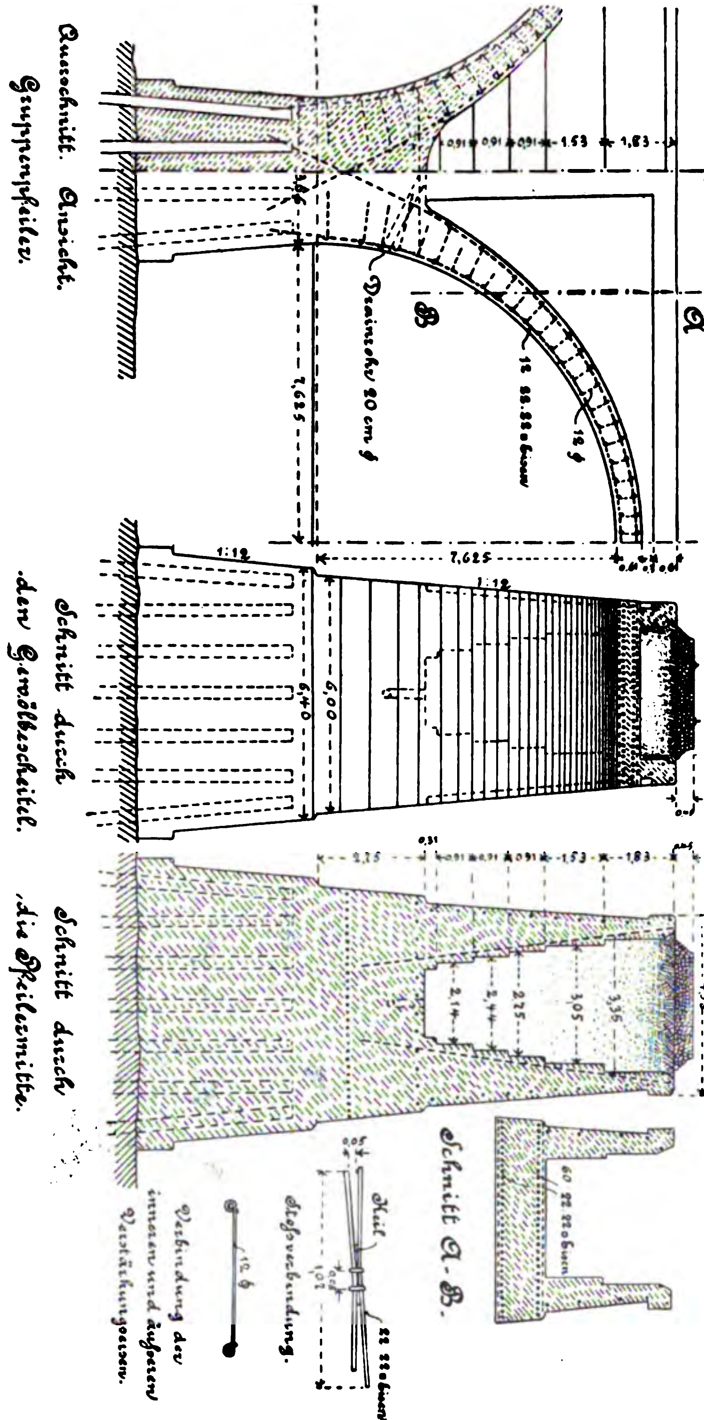


Abb. 211. Einzelheiten der Pfeiler- und Gewölbekonstruktion.

Die vier zur Ausführung gelangenden Viadukte,[1]) deren Länge 3200, 1590, 2230 und 2380 m beträgt, erhalten sämtlich die in den Abb. 210 u. 211 dargestellte all-

[1]) Beton u. Eisen 1906, S. 43.

gemeine Anordnung. Die halbkreisförmigen Gewölbe haben je 15,25 m Lichtweite und sind durch stärkere Pfeiler in Gruppen von je 5 Öffnungen eingeteilt. Die Gruppenpfeiler erhalten in Kämpferhöhe eine Dicke von 3,66 m, die übrigen solche von 2,75 m. Je nach der Beschaffenheit des Untergrundes werden die Pfeiler entweder bis zum gewachsenen Felsen heruntergeführt oder auf Pfählen fundiert. Der meist aus Korallenstein bestehende Untergrund gestattet fast überall das Eintreiben der Pfähle, und zwar wirken in diesem Falle die Pfähle lediglich als Verankerung. Im allgemeinen werden für die Gruppenpfeiler 28, für die kleineren Pfeiler 21 Pfähle eingerammt. Dort, wo die Beschaffenheit des Untergrundes das Einrammen von Pfählen nicht zuläßt, werden für die Pfeiler in dem Felsen 0,6 m tiefe Fundamentgruben ausgehoben.

An den verschiedenen Überbrückungsstellen beträgt die Wassertiefe 4 bis 7,6 m. Bei größerer Wassertiefe als 4 m werden die Pfeiler abgetreppt, und zwar liegt der Fundamentabsatz 3,66 m unter der Kämpferlinie.

Die allgemeine Anordnung der Eiseneinlage im Gewölbe und in den Stirnmauern geht aus den Skizzen hervor und bedarf keiner weiteren Erklärung.

Beachtenswert erscheint die Stoßverbindung der die Längsverstärkung bildenden 22 mm starken Quadrateisen, die mittels geschweißter Ringe und Keile bewirkt wird. Zur Verbindung der parallel der Innen- und Außenleibung verlegten Eisenstangen dienen Rundeisen von 22 mm Durchmesser, die an beiden Enden um die betreffenden Stangen gebogen werden. Mit Ausnahme dieser Rundstangen sind sämtliche Eiseneinlagen im Querschnitt verstärkte Quadrateisen.

Brücken nach System Thacher.

Von einigen Brücken nach dem System Thacher seien erwähnt: Die Brücke in der Factorystraße über den Doverkanal in Ohio.[1]) Dieser Bau wurde von Herrn Civ.-Ing. Lamdor für eine Summe von 105 000 Dollar in der Zeit vom 1. Juni 1905 bis 1. Juni 1906 hergestellt. Drei Eisenbetonbogen von rund 32,5 m Lichtweite und 3,58 m Pfeil übersetzen den Fluß, woran sich noch eine durch mächtige Widerlager getrennte Seitenöffnung von 21,3 m Lichtweite anschließt, wie dies die Abb. 4 der Tafel II zeigt. Die Bogen sind am Scheitel 60 cm stark und verstärken sich auf 167 cm am Widerlager. Sie sind mit einer doppelten Eisenarmierung versehen, sowohl an der inneren Leibung, als auch am Rücken des Gewölbes. Die Armierung besteht aus 30 mm starken Thachereisen, welche in Entfernungen von rund 30 cm angeordnet sind. Die Leibung ist korbbogenförmig ausgeführt. Die Zwischenpfeiler haben eine Stärke von 3 m. Die nutzbare Brückenbreite beträgt 16 m, wovon je 2,25 m auf die beiderseitigen Fußsteige entfallen. In der Mitte der Fahrbahn liegt ein Straßenbahngleis. Die Fußsteige sind als Kragträger ausgebildet und dementsprechend armiert (Abb. 212). Das Mischungsverhältnis des Betons für die Tragkonstruktion war 1 : 2 : 4, während jenes für die Zwischenpfeiler und Widerlager 1 : 3,5 : 5 war. Sowohl Zwischenpfeiler als auch Endwiderlager sind auf Holzpfählen gegründet. Nach fünfwöchentlicher Erhärtung der

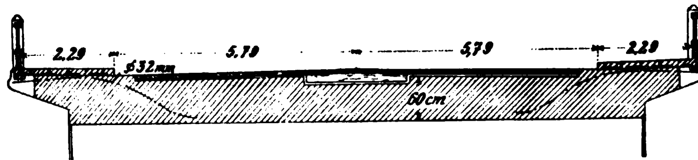


Abb. 212. Querschnitt der Brücke über den Doverkanal in Ohio.

[1]) Eng. Record 1907, 9. Februar, Seite 144.

Bogen wurden diese ausgerüstet, wobei sich eine Scheitelsenkung von 12,5 mm zeigte, welche sich nach Aufführung der Stirnmauern und der Hinterfüllung um 10,5 mm vergrößerte, so daß sich eine Gesamtsenkung von 23 mm ergab.

Die Brücke ist im fertigen Zustande in der Abb. 213 im Lichtbilde zu sehen.



Abb. 213. Brücke über den Doverkanal in Ohio.

Ein anderes großes Bauwerk dieser Art ist der Jacksonville-Viadukt.[1]) Dieser rund 254 m lange Viadukt hat eine Breite von 18 m und dient zur Überleitung des Verkehrs einer Straße zweier Straßenbahngleise und zweier Fußsteige in einer Höhe von 9 m über die Gleise der Atlantic Coast-Linie, der Seaboard Air-Linie und der Ost-Florida-Küstenbahn. Er besitzt 11 Öffnungen, eine mit 10,5 m, eine mit 18 m und 9 mit 20 bis 21 m. Die Armierung der Bogen geschah hier insofern nicht einheitlich, als unter den Stirnwänden und unter jedem Straßenbahngleise Profileisenrippen nach System Melan angeordnet wurden, während auf die Reststrecke des tragenden Gewölbequerschnitts Thachereiseneinlagen eingelegt wurden. Die 7 mittleren Öffnungen

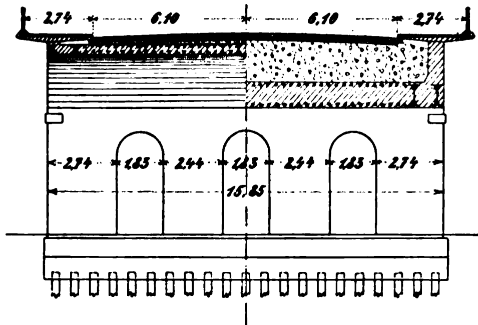


Abb. 214.
Querschnitt des Jacksonville-Viadukts.

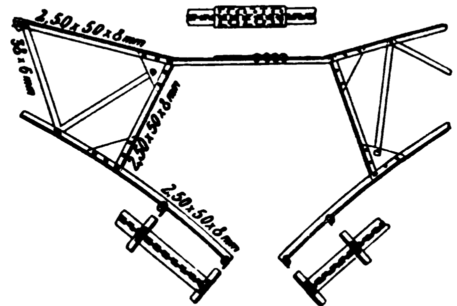


Abb. 215. Ausbildung der Melanrippen über den Zwischenpfeilern.

sind jede nach einem Korbbogen aus 3 Kreisen gebildet. Ihr Pfeil beträgt 2,10 m, ihre Scheitelstärke 40 cm und ihre Auflagerstärke rund 70 cm. Die Armierung besteht aus 20 Thachereisenrippen in Entfernungen von 375 mm und aus 8 Melanrippen in Entfernungen von 75 cm unter den Stirnwänden und je einer unter den Straßenbahngleisen, wie dies auch die Abb. 214 zeigt.

Die Melanrippen sind Bogenträger, welche aus 4 Winkeln von 50 × 50 × 8 mm Stärke bestehen, die miteinander durch 37 × 6 mm starke Flacheisen gitterartig verbunden sind. Im Widerlager gehen die unteren Winkeleisen bis zur Mitte der Zwischenpfeiler und besitzen hier am Ende kurze angenietete Querwinkel. Die oberen Winkeleisen sind wagerecht abgebogen und sind mit jenen der Nachbaröffnung verlascht und

[1]) Eng. Record 1907, 18. Mai, S. 605.

gehen so über die Pfeiler kontinuierlich hinüber, wie dies aus der Abb. 215 zu sehen ist. Die Thachereiseneinlagen bestehen je aus einem oberen und unteren Eisen von rund 30 mm Stärke und sind miteinander durch 38 mm starke Quereisen in Ent-



Abb. 216. Viadukt bei Zanesville.

fernungen von 90 cm verbunden. Jedes Eisen besteht aus drei beinahe gleich langen Teilen, die miteinander durch geschweißte Röhren verbunden sind. Die Pfeiler, Widerlager und Fundamente wurden im Mischungsverhältnis 1:3:7, die Stirnwände 1:2,5:6 und die Bogen 1:2:4 ausgeführt. Die Gesamtmenge des verwendeten Betons betrug rund 8200 m³, die des Eisens rund 155 Tonnen, und die geschlagenen Piloten betrugen 1730 Stück. Die Arbeiten wurden von der Concrete Steel Engineering Co. in New-York ausgeführt, und die Kosten betrugen rund 150 000 Dollar.



Abb. 217. Überfahrtsbrücke bei Wakefield.

Von anderen Brücken nach diesem System sei erwähnt die Brücke bei Zanesville.[1]. Diese wurde nach dem älteren Tachersystem armiert, und die Armierung besteht daher aus Flacheisen von 17 mm Stärke und 76, 113 bezw. 127 mm Breite bei den verschiedenen



Abb. 218. Thacherbrücke bei den Niagarafällen.

Lichtweiten dieses Viaduktes. Die Brücke ist insofern von Interesse, als sie dreiarmig ist; sie liegt an der Einmündung des Sicking in den Muckinymafluß. Der

[1] Eng. News 1902, 27. März.

östliche Arm ist 120 m, der nördliche und westliche Arm je 75 m lang. Die Lichtweiten der Gewölbe wechseln zwischen 24,69 und 37,22 m, die Pfeilverhältnisse zwischen $^1/_8$ und $^1/_{16}$. Die Bogen sind elliptisch geformt, jedoch nur zum kleinen Teil als volle Halbellipsen ausgebildet; zumeist schneidet die wagerechte Kämpferlinie den unteren Teil der Ellipse fort. Die Scheitelstärken der Gewölbe betragen je nach Lichtweite 45,5 bis 76 cm; die Stärken nehmen nach den Kämpfern sehr stark zu. Die 12,8 m breite Fahrbahn ist mit 10 cm starkem Ziegelpflaster versehen, das auf 2,5 cm Sand und darunter 15 cm Beton ruht. Beiderseits befinden sich je 1,83 m breite Fußwege. Die in der Abb. 216 im Lichtbilde ersichtliche Brücke wurde von H. Landov in Montreal entworfen. Die Abb. 217 zeigt das Lichtbild einer Überfahrtsbrücke über die Boston- und Maine-Eisenbahn bei Wakefield, Mass.



Abb. 219. Viadukt bei Waterloo, Iowa.

Dieselbe hat eine Lichtweite von 19,5 m und ist deshalb von Interesse, weil die Bogenform der Straßensteigung von 6,55 vH. entsprechend aus wirtschaftlichen Gründen unsymmetrisch ausgebildet wurde.

In der Abb. 218 ist das Lichtbild einer nach dem älteren System Thacher ausgeführten Brücke bei den Niagarafällen wiedergegeben, welche zwei Seitenöffnungen zu 30 und eine Mittelöffnung zu 33 m besitzt. Endlich ist in der Abb. 219 ein längerer Viadukt bei Waterloo, Iowa, im Lichtbilde zu sehen. Jede Öffnung hat 21,6 m Lichtweite, während die Breite der Brücke 16,8 m beträgt. Die Gesamtkosten dieses Viaduktes betrugen 54 000 Dollar.

Brücken nach System Kahn.

Von den Brücken nach System Kahn sei in diesem Unterkapitel nur die Charley-Creek-Brücke bei Wabash, Ind., erwähnt. Diese Brücke hat mehrere Öffnungen von 25 m Lichtweite und 6 m Pfeilhöhe. Die Scheitelstärke beträgt 45 cm, die Stärke

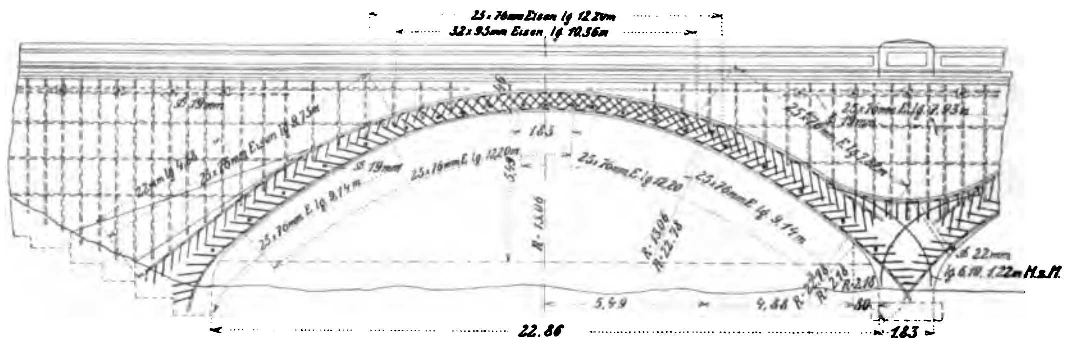


Abb. 220. Längenschnitt der Brücke über der Charley-Creek.

am Widerlager 110 cm. Die Eiseneinlagen „Kahn Trussed Bars"[1]) sind sowohl an der inneren Leibung, als auch an dem Rücken des Gewölbes angeordnet. Ebenso sind die Stirnwände entsprechend armiert. Die anderen Einzelheiten sind aus der Abb. 220 zu ersehen.

Brücken nach System Luten.

Zum Schlusse der in Nordamerika üblichen Bauweisen der Eisenbetonbogenbrücken dieses Unterkapitels sei jene des Systems Luten erwähnt, welches die National Bridge Company verwertet. Bei diesem System besteht die Armierung aus Rundeiseneinlagen, welche vom Scheitel bis zu den Bogenviertelpunkten an der inneren Leibung verlaufen, an diesen Viertelpunkten aber unter 45° gegen den Gewölberücken zu abgebogen sind, wo sie an der äußeren Seite des Gewölbes bis ins Widerlager reichen. Von besonderem Interesse bei diesem System wäre zu erwähnen, daß hauptsächlich bei kleinen Lichtweiten die Sohle des Objektes ebenfalls betoniert und mit Eiseneinlagen armiert ist, welche durch ein quer gelegtes Eisen im Widerlager mit den Armierungseisen des Bogens zusammenhängen. Durch diese Anordnung wird ein beträchtlicher Teil des Horizontalschubes aufgenommen, so daß sowohl die Widerlager schwächer, als auch der Pfeil der Gewölbe kleiner gehalten werden kann. Für die Bogenform und Stärkeverhältnisse sind von der National Bridge Company allgemein gehaltene empirische Regeln und Formeln angegeben, die sich auf eine Reihe ausgeführter Brücken gründen und die hier erwähnt werden mögen. Die Bogenform ist folgendermaßen zu finden. Man zeichnet in der Abb. 221 zuerst eine Ellipse von der gegebenen Spannweite S und dem gegebenen Pfeile R, zeichnet ferner einen Kreissegmentbogen durch den gegebenen Scheitel und Anlauf und halbiert dann die senkrechten Abstände zwischen diesen beiden Linien und schmiegt sich dieser neuen Linie durch Anordnung verschiedener Kreissegmente möglichst genau an. Die Scheitelstärke findet man aus folgender Formel:

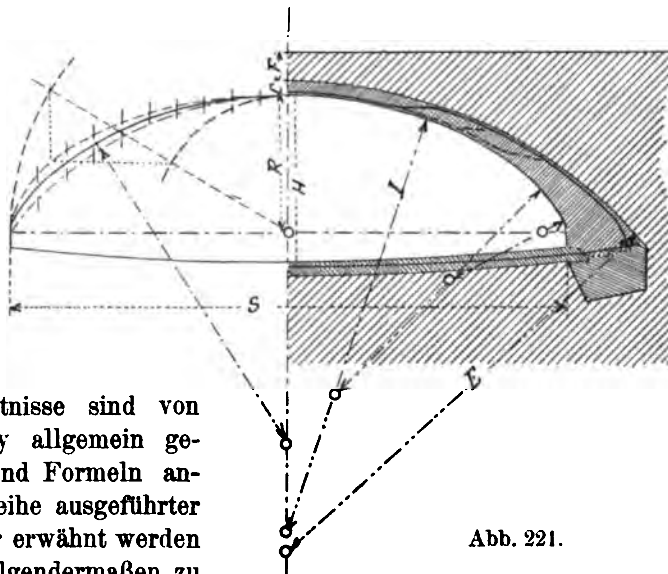


Abb. 221.

$$1) \quad \ldots \quad C = \frac{3\,S^2\,(R + 3\,F)}{4000\,R - S^2} + \frac{2 \cdot S^2}{30\,000\,R} + \frac{p\,(S + 5\,R)}{150\,R} + 4.$$

Zeichnet ferner die Gewölberückenlinie mit einem Halbmesser = dem Halbmesser der inneren Leibung am Scheitel vermehrt um $\frac{C}{6}$ und setzt diese Linie gegen den Anlauf zu fort.

Die Stärke der Zugeisen in der Sohle rechnet sich aus $d = \frac{1}{5}\sqrt{e \cdot (2C - H)}$, jene der Bogenarmierungseisen aus $d_1 = \sqrt{e_1 \cdot \frac{S \cdot p}{250\,C}}$.

[1]) Siehe „Handbuch für Eisenbetonbau", II. Band, S. 9.

In die Formeln sind einzusetzen und bedeuten C die Scheitelstärke in Zoll, d und d_1 die Rundeisenstärken in Zoll, p die Nutzlast über einer Bogenhälfte in Tonnen, 2 das Eigengewicht in Pfund auf 1 Quadratfuß, alle anderen Außenmaße in Fuß. e und e_1 sind die Entfernungen der Rundeisen in der Sohle bezw. im Bogen in Fuß. Der Halbmesser der inneren Leibungslinie ist in der Abb. 221 mit I, jener der äußeren mit E, der Pfeil mit R, die Spannweite mit S, die Überschüttung mit F bezeichnet.

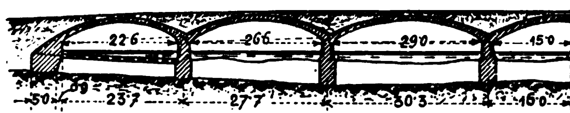


Abb. 222. Längsschnitt der Wayne Street-Brücke.

Diese empirischen Formeln haben zur Voraussetzung eine zulässige Betonspannung auf Druck von 28 kg/cm², eine Scherspannung von 4 kg/cm² und keinen Zug im Beton, während die zulässige Eisenspannung auf Zug mit 1200 kg/cm² angenommen wurde.

Von den nach diesem System ausgeführten Brücken sei zunächst erwähnt die Wayne Street-Brücke in Peru, Ind. Wie aus Abb. 223 zu ersehen ist, besitzt dieser Viadukt 7 Öffnungen mit Lichtweiten, die vom Ende gegen die Mitte zunehmen, und zwar 22,6, 26,6, 29, 30, 29, 26,6 und 22,6 m. Der Pfeil wächst von 4,05 m auf 7,70 m, während die Höhe der Öffnungen von 7,2 bis 8,4 m sich ändert. Die Fahrbahnbreite beträgt 9 m. Die Scheitelstärken bewegen sich zwischen 52 und 62 cm, während die Zwischenpfeiler am Anlaufe 1,8 m stark wird. Die Bogenarmierung besteht aus 18 mm-Rundeisen, welche in Entfernungen von 15 bis 30 cm angeordnet sind. Durch die verschiedenen Lichtweiten werden in den Zwischenpfeilern exzentrische Stützendrücke auftreten, welche sich durch eine Verflachung der kleineren Lichtweiten aus der Welt schaffen ließen; dies konnte jedoch mit Rücksicht auf die durchfließende Hochwassermenge nicht ausgeführt werden. Es wurde hingegen zur teilweisen Herabminderung der schiefen Stützendrücke in den Zwischenpfeilern die Anordnung getroffen, daß der Anlauf der kleineren Öffnung am Zwischenpfeiler stets etwas höher zu liegen kommt als

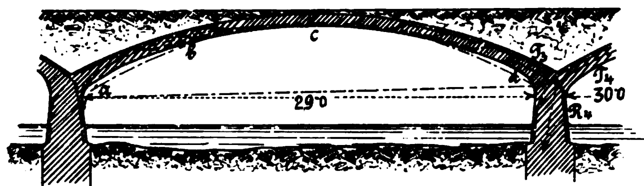


Abb. 223.
Längsschnitt einer Öffnung der Wayne Street-Brücke.



Abb. 224. Wayne Street-Brücke in Peru, Ind.

der gegenüberliegende Anlauf der größeren Anschlußöffnung, so daß die Stützlinie T_4 mit jener von T_3 sich auf der Seite gegen die größere Lichtweite zu schneiden (Abb. 223) und die gemeinsame Resultierende R_4 noch immer im mittleren Drittel verläuft.



Abb. 225. Wayne Street-Brücke während des Hochwassers.

Bei der in der Abb. 224 im Lichtbilde wiedergegebenen Brücke wurden rd. 4500 m³ Beton und rd. 50 t Eisen verarbeitet. Die Abb. 225 zeigt diese Brücke während der Hochwasserkatastrophe vom Januar 1907.

Von den Brücken mit verhängten Widerlagern nach diesem System sei erwähnt die East Washington Street-Brücke in Indianapolis, Indiana. Dieselbe besitzt eine Spannweite von 19,5 m und einen Pfeil von 3 m, während die offene Höhe 3,75 m beträgt (Abb. 226). Die Brücke ist 17,1 m breit und hat eine Scheitelstärke von 45 cm. Die Ankereisen in der 15 cm starken Sohle sind 25 mm stark und in Entfernungen von 30 cm angeordnet. Die Bogenarmierung besteht aus 18 mm starken Rundeisen, die 45 cm voneinander entfernt sind. Die Abb. 227 zeigt diese Brücke im Lichtbilde. Was die Herstellung der armierten Betonsohle anbelangt, so wird diese bei kleinen Flußläufen nur möglich sein, wo man das Wasser mittels eigener Dämme provisorisch ableitet, wie dies aus der

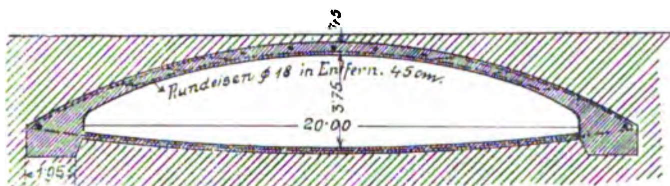


Abb. 226. Längsschnitt der Lutenbrücke in Indianapolis.



Abb. 227. Lutenbrücke in Indianapolis.

Abb. 228 zu ersehen ist, welche die Herstellung der Sohle bei der zuletzt erwähnten Brücke darstellt. Die Abb. 229 zeigt die praktische Handhabung und Befestigung der Armierungseisen im Bogen an der Stelle, wo die Eiseneinlagen von der inneren Leibung gegen den Gewölberücken hingehen. Als Übergang zu den nächsten Unterkapiteln des Bogenbrückenbaues mögen Brücken nach dem System Maillard und jene mit durch Rippen verstärktem Gewölbequerschnitt besprochen werden.



Abb. 228. Herstellen der Eisenbetonsohle bei der Brücke in Indianapolis.



Abb. 229. Armierung bei der Lutenbrücke in Indianapolis.

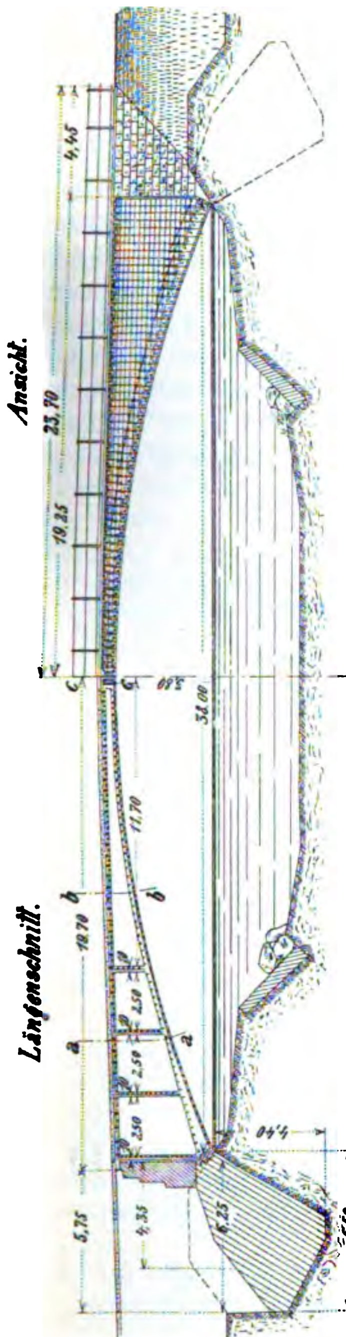
Brücken nach System Maillard.

Dieses System ist dadurch gekennzeichnet, daß der eigentliche Bogenquerschnitt ein auf die ganze Brückenbreite durchgehendes Rechteck ist, welches durch Längs- und Querwände in Eisenbeton mit der Fahrbahn zusammenhängt. Charakteristisch für die Brücken dieses Systems ist die Anordnung von Bleiplatten in den Kämpfer- und Scheitelgelenken. An der Hand einiger ausgeführten Beispiele möge dies erläutert werden.

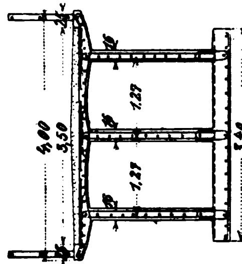
Brücke über den Inn bei Zuoz.[1]) Diese Brücke übersetzt den Inn in einer Seehöhe von 1670 m, und es ist ein Verdienst der Gemeinde Zuoz, daß sie sich nicht gescheut hat, in so hoher Lage eine Eisenbetonbrücke auszuführen, wo noch dazu das Klima der dortigen Gegend so veränderlich ist, daß die Temperaturunterschiede selbst im Sommer innerhalb 24 Stunden sehr beträchtliche sind. Die Spannweite beträgt 38 m bei einer Stichhöhe von 3,80 m und die Breite der Fahrbahn 4 m, welche gegen den Scheitel ansteigt. Die Brücke besitzt drei Gelenke, welche mit Bleiplatten ausgeführt wurden. Sie besteht aus einem Bogen, dessen Stärke im Scheitel 20 cm beträgt und sich gegen das Auflager auf 60 cm verstärkt. Auf diesem Bogen befinden sich entlang der ganzen Brücke drei Eisenbetonrippen in Achsenentfernungen von 1,27 m, deren Stärke 16 cm beträgt. Diese Längsrippen sind außerdem durch Querwände aus Eisenbeton versteift, welche in den äußeren Bogendritteln in Achsenentfernungen von 2,50 m angeordnet sind. Auf jeder Seite befinden sich vier solcher Wände, welche senkrecht zur Längsrichtung der Brücke stehen und eine Stärke von 10 cm haben. Die letzte dieser Wände ist knapp an der Abschlußmauer des Stampfbetonwiderlagers und unabhängig von diesem bei Anordnung einer Zwischenfuge aus-

[1]) Bulletin technique de la Suisse romande 1903, 10. Febr., S. 33.

geführt und ermöglicht der ganzen Tragkonstruktion eine freie Bewegung infolge von Temperatureinflüssen usw. Auf den Längsrippen ruht eine Eisenbetonplatte, welche die Fahrbahn zu tragen hat. Sämtliche Eiseneinlagen bestehen aus Rundeisen von durchaus kleinem Durchmesser, von denen die stärksten 15 mm betragen, und deren Anordnung sowie Biegepläne in der Abb. 230 zu sehen sind. Der Beton wurde aus Innschotter und Sand mit 300 kg Portlandzement von Wallenstadt für 1 m³ zubereitet. Die Arbeiten wurden im Herbst 1900 begonnen, anfangs Juni 1901 wieder fortgesetzt, sodann vom 24. bis 27. Juli der Bogen, vom 28. Juli







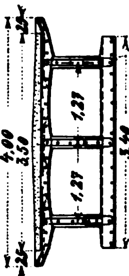




Abb. 230. Schnitte der Innbrücke bei Zuoz.

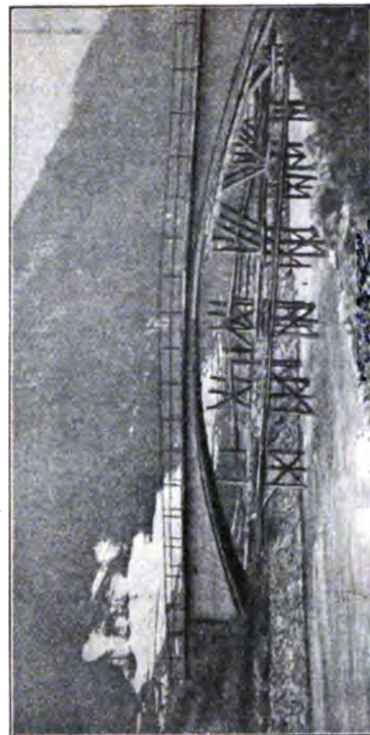


Abb. 231. Innbrücke bei Zuoz.

bis 12. August die Längsrippen und Querwände betoniert und die ganze Brücke bis anfangs Oktober fertiggestellt, worauf am 11. und 12. Oktober die Belastungsprobe stattfand.

Die Gesamtkosten dieser Brücke betrugen 26 200 Fr. Die Ergebnisse der Belastungsprobe seien kurz angeführt: die Senkung des Scheitels betrug nach durchgeführter Ausrüstung 38 mm am Abend des 10. Oktober und erreichte 55 mm am 11. Oktober vormittags vor Beginn der Probe. Die totale Belastung veranlaßte eine weitere Senkung um 13 mm, so daß die totale Senkung 68 mm betrug. Entlastet in der Mitte zeigte die Brücke am 12. morgens eine Senkung von 75 mm, welche nach vollständiger Entlastung sich auf 72 mm ermäßigte.

Der Brückenberechnung waren 350 kg/m² Nutzlast zugrunde gelegt; eine Erprobung wurde durch rollende Last mit einem Lastwagen von 6 t und 5 Pferden von zusammen 2 t vorgenommen. Die Abb. 231 gibt ein Lichtbild dieses Objektes.

Brücke über den Rhein bei Tavanasa. Diese Brücke hat eine Spannweite von 51 m und eine Fahrbahnbreite von 3,60 m. Sie besteht aus einem parabelförmigen Bogen, dessen Stärke 18 cm beträgt, welche knapp vor dem Widerlager sich vergrößert. Auf diesem Bogen ruhen in Achsenentfernungen von 1,96 m zwei senkrecht stehende Längsrippen, welche eine Stärke von 16 cm besitzen; die beiden Längsrippen

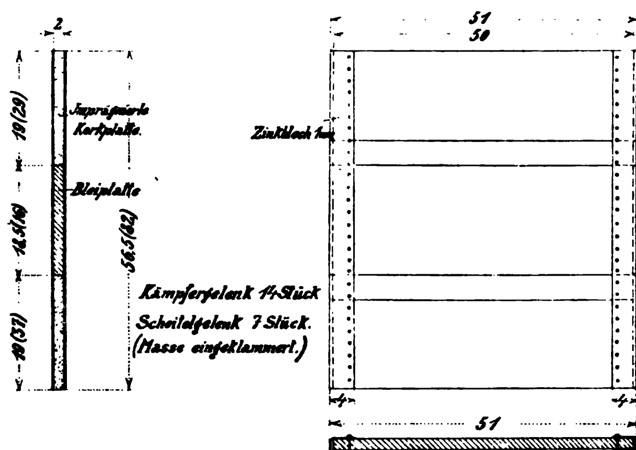


Abb. 232. Bleiplattengelenk der Rheinbrücke bei Tavanasa.

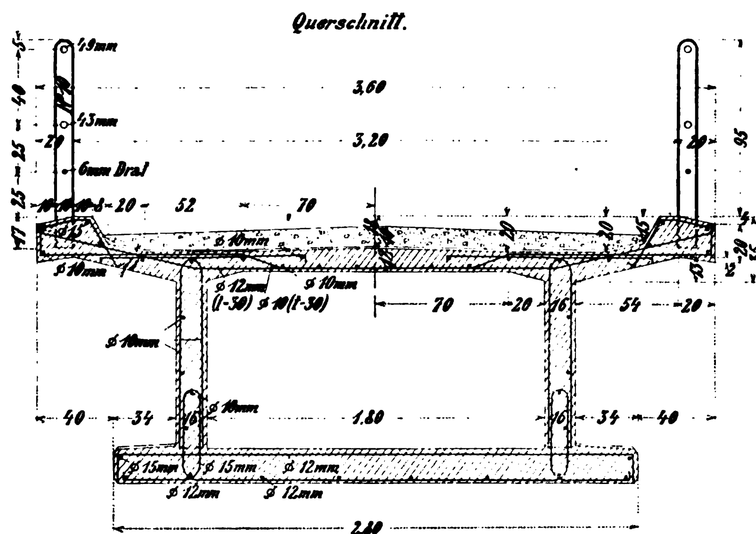


Abb. 233. Querschnitt der Rheinbrücke bei Tavanasa.

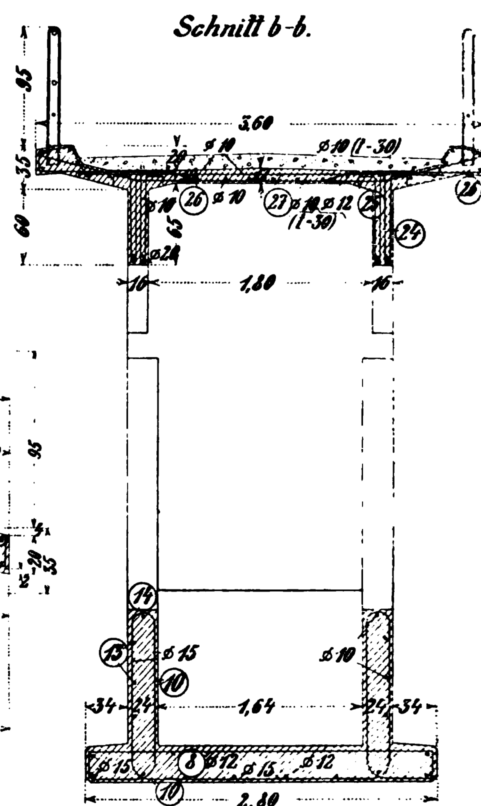


Abb. 234. Querschnitt der Rheinbrücke bei Tavanasa.

tragen die Fahrbahnplatte, welche 12 cm stark ist und gegen die freien Enden der Brückenfahrbahn konsolartig ausgebildet ist. In einer Entfernung von 7 m vom Widerlager sind die beiden Längsrippen durch eine 10 cm starke Querwand versteift bezw. abgeschlossen. Von dieser Stelle aus gabeln sich die Längsrippen in eine 65 cm hohe Rippe zur Verstärkung der Fahrbahn und in eine andere, welche oberhalb des Bogens zum Widerlager greift. Am Widerlager ist eine Querwand auf die ganze Brückenbreite unabhängig von dem dahinter befindlichen Steinmauerwerk angeordnet. Die Brücke

besitzt ein Scheitel- und zwei Widerlagergelenke aus Bleiplatten ausgeführt, die in der Abb. 232 zu sehen sind.

Dementsprechend ist der Scheitel der Brücke eigenartig ausgebildet, so daß die Fahrbahnplatte mit dem Bogen sich in einem 60 cm starken Eisenbetonkörper vereinigen, zwischen welchen die Bleiplatte gelagert ist. Die Armierung des Bogens besteht aus Rundeiseneinlagen von 12 mm Stärke in der Längsrichtung in Entfernungen von 40 cm und 15 mm starken Rundeisen in der Querrichtung in 30 cm Entfernung. Die Armierung der Längsrippen besteht aus 10 mm starken Rundeisen parallel zum Bogen und 15 mm starken Rundeisen senkrecht dazu, welche gitterförmig mit einer Maschenweite von 30 cm angeordnet sind. Der gegen das Widerlager zu angeordnete obere Ast der Längsrippen, der zugleich als Betonbalken des Endfeldes dient, ist demgemäß stärker armiert und besitzt 20 mm starke Rundeisen, welche, im unteren Teile (Zuggurt) angeordnet, mittels 10 mm starker Rundeisenbügel mit der Fahrbahnplatte zusammenhängen, und deren Biegeplan in der Abb. 2 der Tafel II zu sehen ist. Die Querwände sind mit 10 mm starken Rundeisen, sowohl in senkrechter und wagerechter Richtung in Maschen von 30 cm armiert. Nur in der Endquerwand sind, da diese größeren Inanspruchnahmen ausgesetzt ist, in senkrechter Richtung außer den bereits erwähnten Querwandarmierungen noch 20 mm starke Rundeisen angeordnet.



Abb. 235. Rheinbrücke bei Tavanasa.

Die Fahrbahnplatte ist in beiden Richtungen mit 10 mm starken Rundeisen armiert in Entfernungen von 20 cm, deren Biegepläne im Querschnitt Abb. 233 u. 234 zu sehen sind. Die Armierung des Betonkörpers am Scheitelgelenk ist auch ganz eigenartig ausgeführt und in Abb. 3 der Tafel II ersichtlich. Der Gesamtbedarf an Beton für die Tragkonstruktion betrug kaum 100 m³. Die Brücke wurde anfangs 1905 gebaut und hat insgesamt 27 000 Fr. gekostet. In der Abb. 235 ist die Brücke im fertigen Zustande zu sehen.

In ganz ähnlicher Ausbildung ist die Brücke zu Imphy nach den Entwürfen Hennebiques ausgeführt und erst in jüngster Zeit vollendet worden.[1]) Sie besteht aus 10 Öffnungen von 30 m Lichtweite und 2,40 m Pfeil. Sie ist 6 m breit, wovon je 75 cm auf die beiderseits angeordneten Fußsteige entfallen, wie dies aus den Abb. 236 und 237 zu ersehen ist. Die Zwischenpfeiler sind auf Caissons aus Eisenbeton gegründet. Ebenso ist der Aufbau der Zwischenpfeiler und Landwiderlager ganz aus Eisenbeton. Die Gewölbe sind nach einem einzigen Kreisbogen von 5,12 m Breite ausgeführt. Auf diesem Gewölbe sind 3 Längswände aus Eisenbeton von 16 cm Stärke errichtet, von denen die beiden äußeren zugleich die Stirnwände der Brücke bilden.

[1]) Le Béton armé 1907, Seite 149.

Auf diesen Längswänden ruhen Eisenbetonbalken in Entfernungen von 2 m, welche konsolartig über die Stirnwände ausgebildet wurden. Diese tragen hinwieder die 15 cm starke Eisenbetonplatte zur Aufnahme der Fahrbahn. Diese Brücke wurde einer ein-

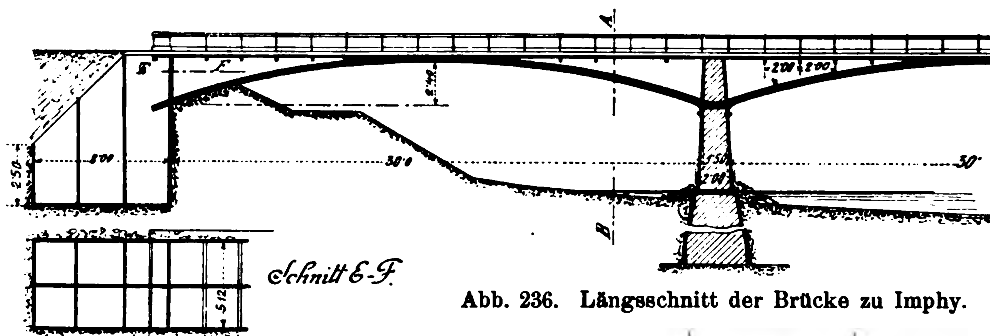


Abb. 236. Längsschnitt der Brücke zu Imphy.

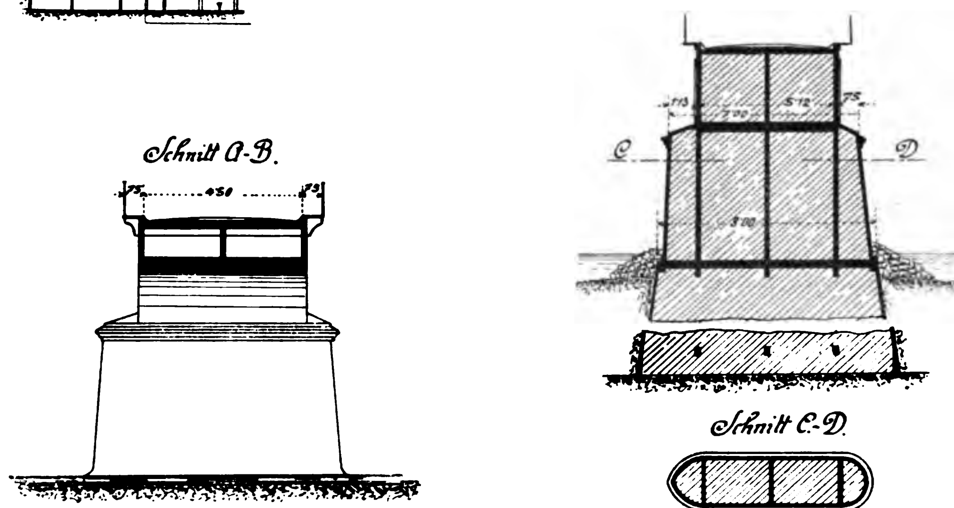


Abb. 237. Querschnitte der Brücke zu Imphy.

gehenden und strengen Belastungsprobe unterzogen, und sind darüber viele Einzelheiten veröffentlicht in Le Béton armé 1907, Oktober.

Brücken mit einem durch Rippen verstärkten Querschnitt.

Dieses System ist dadurch gekennzeichnet, daß zwar der tragende Gewölbequerschnitt auf die ganze Brückenbreite durchgeht, derselbe aber durch Anordnung von Rippen mit starken Eiseneinlagen verstärkt ist, so daß der Querschnitt des tragenden Gewölbes das Aussehen einer Plattenbalkendecke bekommt. Durch diese Anordnung der Rippen, welche gewissermaßen das Zugmaterialeisen konzentriert, ist auch immer die Ausbildung des Überbaues und der Fahrbahn bedingt. Die letztere hängt aber in statischer Beziehung mit dem Gewölbe nicht zusammen. Es werden nämlich in den Achsen der Verstärkungsrippen des Gewölbes Ständer angeordnet, welche die Last der Fahrbahn auf den Bogen übertragen. An der Hand einiger Beispiele möge dies erläutert werden.

Brücke über die Vienne zu Chatellerault.

Diese überaus interessante Brücke wurde von obengenannter Stadtgemeinde errichtet, und zwar in der Verlängerung der Straße Saint Marc auf dem linken Ufer und des

Chateau d'eau auf dem rechten Ufer. Sie dient dem Zwecke, die Verbindung zwischen den neuen Stadtteilen und der Waffenfabrik zu erleichtern. Dieses Objekt ist ganz aus Eisenbeton hergestellt, sowohl die Gründung, die Mittelpfeiler und die Landwiderlager, als auch der Bogen und die Fahrbahn, und nur das Brückengeländer ist aus Eisen. Die Brücke besitzt drei Öffnungen, der mittlere Bogen hat eine Lichtweite von 50 m bei einer Pfeilhöhe von 4,80 m, die beiden Seitenöffnungen 40 m Lichtweite und 4 m Pfeilhöhe. Die Gesamtlichtweite zwischen den Landwiderlagern beträgt 135 m, die Länge der Fahrbahn 144 m (Abb. 238). Die Fahrbahnbreite ist 8 m und teilt sich in eine Straße von 5 m und zwei Fußsteige von je 1,50 m Breite. Jeder Bogen besteht

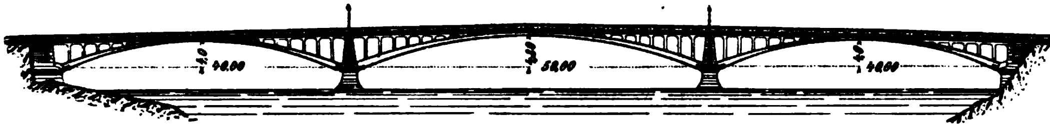


Abb. 238. Ansicht der Brücke zu Chatellerault.

aus einer Platte und vier zugehörigen Rippen von 50 cm Breite und einer Gesamtstärke am Scheitel von 54 cm, am Anlauf von 91 cm beim Mittelbogen, während die Seitenbogen eine Scheitelstärke von 44 cm und eine Kämpferstärke von 80 cm besitzen. Die Gesamtbreite jedes Bogens beträgt 6 m.

Die Bogenrippen sind in Achsenentfernungen von 1,90 m angebracht. Auf diesen Bogen befinden sich in Entfernungen von 2 m Pfeilerreihen von je vier Eisenbetonsäulen, die einen Querschnitt von 20 × 20 cm besitzen. Auf diesen Pfeilern ruht die Fahrbahn, welche ebenfalls als Plattenbalkenkonstruktion ausgeführt wurde. Die Balken der Fahrbahn sind 30 cm breit und 20 cm hoch. Die Plattenstärke beträgt 20 cm (Abb. 239).

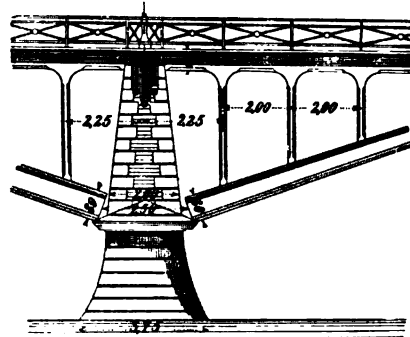


Abb. 239. Ansicht eines Mittelpfeilers der Brücke zu Chatellerault.

Die Fußsteige kragen 1,05 m über den Randträger aus und besitzen an der Einspannstelle eine Stärke von 15 cm, welche sich gegen den Rand auf 10 cm verringert. Die Armierung der Bogenrippen besteht aus Rundeiseneinlagen, welche zu beiden Seiten jeder Rippe angeordnet sind und durch Flacheisenbügel verbunden werden, oberhalb der Mittelpfeiler sind diese außerdem durch stärkere Eiseneinlagen verankert und mittels einer stehenden wandartigen Rippe von 12 cm Stärke in Verbindung gebracht, welch letztere bis zur Pfeilersohle herunterreicht und mit dieser ebenfalls innig verbunden ist. In ähnlicher Weise ragen die Bogenrippen in die beiden Landwiderlager hinein. Die aufgehenden Säulen und die Fahrbahn sind in ähnlicher Weise armiert.

Die Brücke wurde ursprünglich für einen Verkehr von 16 t schweren Lastwagen und von 500 kg/m² Nutzlast auf den Fußsteigen berechnet. Die größte zulässige Bodenpressung war 4,5 kg/cm², der Sicherheitskoeffizient der Pfeiler und Widerlager betrug 1,6, die zulässige Eisenspannung 1000 kg/cm² und die Druckbeanspruchung des Betons 15 kg/cm² nach den Bedingnissen.

Die Brücke wurde in der Zeit vom 29. März bis 5. April 1900 einer strengen Belastungsprobe unterzogen, und es dürfte von allgemeinem Interesse sein, hierüber Einzelheiten zu veröffentlichen. Nach der Ministerialverordnung vom 28. August 1891 hätte die Tragkonstruktion einer Nutzlast von 400 kg/m² entsprechen sollen. In Wirk-

Belastungsprobe der Brücke zu Chatellerault durch ruhende Last.

Tabelle der Durchbiegungen.

Ablesung am:	Rechtes Ufer 9	8	7	6	5	4	3	2	1 Linkes Ufer
29. März, 5 Uhr abends . .	0	0	0	0	0	0	0	0	−1
30. März, 11 Uhr früh . . .	0	0	0	0	+1	+1	+3	−4	−3
30. März, 5 Uhr abends . .	0	0	0	0	+1	+1	+1	−5	−2
31. März, 9 Uhr früh . . .	0	0	0	0	+1	+1	−1	−6	−2
31. März, 2 Uhr abends . .	0	−1	−2	0	+1	+1	−1	−6	−2
31. März, 6 Uhr abends . .	+1	−3	−3	0	+1	+3	−1	−6	−1
1. April, 9 Uhr früh (Sonntag, Arbeit unterbrochen). . .	0	−5	−3	+1	+1	+3	−2	−5	0
2. April, 9 Uhr früh . . .	−3	−5	−4	+2	+1	+1	−3	−4	+1
2. April, 5 Uhr abends . .	−3	−5	−3	+3	−4	−3	−3	+1	+1
3. April, 1 Uhr abends . .	−3	−3	0	+1	−9	−4	−2	+3	0
4. April, 9 Uhr früh . . .	−2	+3	+1	−1	−9	−1	−2	+4	0
4. April, 11 Uhr früh . . .	0	+2	+1	−3	−9	−1	−2	+5	0
4. April, 2 Uhr abends . .	+1	+2	+1	−3	−9	−1	−2	+5	0
4. April, 6 Uhr abends . .	0	+2	+1	+1	−10	0	−2	+5	0
5. April, 11 Uhr früh . . .	0	+2	0	−8	−9	+6	−1	+3	0
5. April, 2 Uhr abends . .	0	+1	0	−5	−2	0	−0	+1	0
5. April, 6 Uhr abends . .	0	0	0	0	0	0	0	0	0

lichkeit wurde eine zweifache Nutzlast, also 800 kg/m², für den Straßenteil und die 1½ fache, also 600 kg/m², für die Fußsteige zugrunde gelegt. Außer dieser Belastungsprobe mit gleichmäßig verteilter Last wurde die Brücke auch mit rollender Last belastet, und zwar mit einer Straßenwalze von 16 t, ferner mit zwei Lastwagen von 16 t und sechs Lastwagen mit 8 t. Die Formänderungen sowie der Vorgang der gleichmäßigen Belastung sind aus nebenstehender Tabelle ersichtlich.

Bezüglich der beweglichen Belastung wurde folgendes beobachtet:

1. 2 Lastwagen, rechte Seitenöffnung am Scheitel größte Senkung 4,1 mm, größte Hebung 0,8 mm, in den Gewölbeviertelpunkten größte Senkung 3 mm, größte Hebung 0,5 mm. In der Mittelöffnung am Scheitel größte Senkung 4,4 mm, größte Hebung 0,8 mm, in den Viertelpunkten größte Senkung 2 mm, größte Hebung 0,5 mm.

   Linke Seitenöffnung am Scheitel größte Senkung 4,8 mm, größte Hebung 1,2 mm.
2. Ruhige Einzellasten sämtlicher Lastwagen am Scheitel der Mittelöffnung brachten eine Senkung des Scheitels von 5,6 mm und in den Viertelpunkten 1,5 mm mit sich.
3. Belastung mit 250 Infanteriesoldaten in Viererreihen, Paradeschritt marschierend, rechte Seitenöffnung größte Senkung 1 mm, größte Hebung 0,7 mm, daher ein Spielraum von 1,7 mm; Mittelöffnung größte Senkung 1,9 mm, größte Hebung 1,2 mm, daher ein Spielraum von 3,1 mm.
4. Belastung wie früher, jedoch ohne Temposchritt.

   Rechte Seitenöffnung größte Senkung 0,8 mm, größte Hebung 0,5 mm, daher größter Spielraum 1,3 mm. Mittelöffnung größte Senkung 1,6 mm, größte Hebung 1 mm, daher größter Spielraum 2,6 mm. Linke Seitenöffnung größte Senkung 0,7 mm, größte Hebung 0,2 mm, daher größter Spielraum 0,9 mm. Endlich wurde die Mittelöffnung auf Stoßwirkungen erprobt.

Zu diesem Zwecke wurden Hölzer von 5 cm Höhe in Entfernungen von 2 m quer über die Brücke gelegt. Nachdem drei Lastwagen von 8 t über die so gebildeten Stufen hinübergingen, ergab sich eine größte Scheitelsenkung im Mittelbogen von 54 mm. Die Straßenwalze ergab 70 mm Scheitelsenkung im mittleren Bogen. Die Gesamtkosten dieser Brücke betrugen 175000 Fr., während eine Eisenkonstruktion samt Pfeiler zumindest auf 250000 Fr. zu stehen gekommen wäre.



Abb. 240. Brücke zu Chatellerault während des Betonierens.

Die Abb. 240 zeigt den Zustand während des Betonierens der Bogenrippen, während die Abb. 241 die fertige Brücke darstellt.

Eine andere Brücke, in ähnlicher Art ausgeführt, ist die Illbrücke in Feld-

kirch, welche von der Unternehmung Westermann in Bregenz hergestellt wurde. Diese besitzt eine Lichtweite von 34 m und hat bei einem Pfeile von 3,26 m eine Gesamtbreite von 10 m, wovon 6,8 m auf die Straßenfahrbahn und je 1,60 m auf die Fußsteige entfallen. Der Bogen ist durch vier Rippen, die in Achsenentfernungen von 2,42 m angeordnet sind, verstärkt. Die Stärke der Rippen beträgt am Scheitel 45 cm, am Kämpfer 70 cm. Die Breite der Rippen beträgt am Scheitel 55 cm und vergrößert sich bis zum Kämpfer auf 65 cm. Die Armierung der Bogenrippen geschah mit 40 mm starken Rundeisen-einlagen, wovon je fünf Stück sowohl im Druckgurt als auch im Zuggurt angeordnet wurden.



Abb. 241. Brücke zu Chatellerault.

Als Baumaterial wurde Illschotter und Perlmooser Portlandzement verwendet, und zwar für die Widerlager in Mischung 1 : 8 und für die Tragkonstruktion 1 : 3. Die Belastungsprobe wurde durch Aufbringung einer Schotterschicht mit 460 kg/m² vorgenommen. Zur Messung der Einsenkung wurden am Scheitel sowie in den beiderseitigen Vierteln Meßapparate aufgestellt. Die Aufbringung der Last wurde am 28. November 1904 auf der rechten Brückenhälfte vorgenommen, wurde über Nacht daselbst belassen, und es zeigte sich bei der am Morgen stattgefundenen Ablesung eine Senkung des belasteten Bogenviertels von 3 mm, während sich die unbelasteten Bogenviertel um 1,5 mm hoben. Nach Aufbringung der totalen Belastung wurde am 30. November morgens eine Scheitelsenkung von durchschnittlich 2,4 mm, eine solche in den Viertelpunkten von 1,5 mm festgestellt. Nach Entlastung des Objektes blieben keine dauernden Formänderungen übrig. Die Abb. 242 zeigt die fertige Brücke.



Abb. 242. Illbrücke.

Brücke über die Sill zwischen Innsbruck und Pradl.

An Stelle der aus den siebziger Jahren stammenden schwachen Eisenbrücke über die Sill, welche den rasch sich entwickelnden Stadtteil Pradl mit der Landeshauptstadt Innsbruck verbindet, sollte auf Beschluß der Staatsbehörde eine breite und massive Brücke gebaut werden.

Nach durchgeführtem engerem Wettbewerb erhielt im Februar 1906 die Firma Westermann u. Cie. in Innsbruck den Auftrag auf Ausführung, und sofort begann diese auch mit den Vorarbeiten. Nach erfolgter Fertigstellung einer hölzernen Not-

brücke wurde zuerst das Gerüst aufgestellt zur Abtragung der eisernen Brücke und deren Widerlager.

Da die Sill im Winter sehr wenig Wasser führt, und dieses beinahe vollständig durch den Fabrikkanal der Spinnerei Herburger u. Rhomberg abgeleitet wird, so war in der Baugrube für das rechtseitige Widerlager wenig Wasserzudrang zu befürchten. Anders am linkseitigen Ufer; hier führt der Fabrikkanal so hart am Widerlager vorbei, daß ein starkes Wasserdurchdringen durch die höhere Kanaleinfassung, wenn nicht gar ein Durchbruch, zu befürchten war. Es mußte daher dieser Kanal erst auf eine Länge von etwa 20 m durch ein Eisenbetongerinne gefaßt werden.

Diese Arbeit wurde in viertägiger Tag- und Nachtarbeit durchgeführt, da die erwähnte Spinnerei unter keinen Umständen länger das Kanalwasser entbehren konnte.

Über den Kanal führt ebenfalls eine Brücke, die aber, da sie nur 6,60 m Spannweite hat, nichts besonders Bemerkenswertes aufweist, höchstens die sehr beschränkte Konstruktionshöhe mit Rücksicht auf das absolut notwendige Durchflußprofil und die feststehende Straßenhöhe.

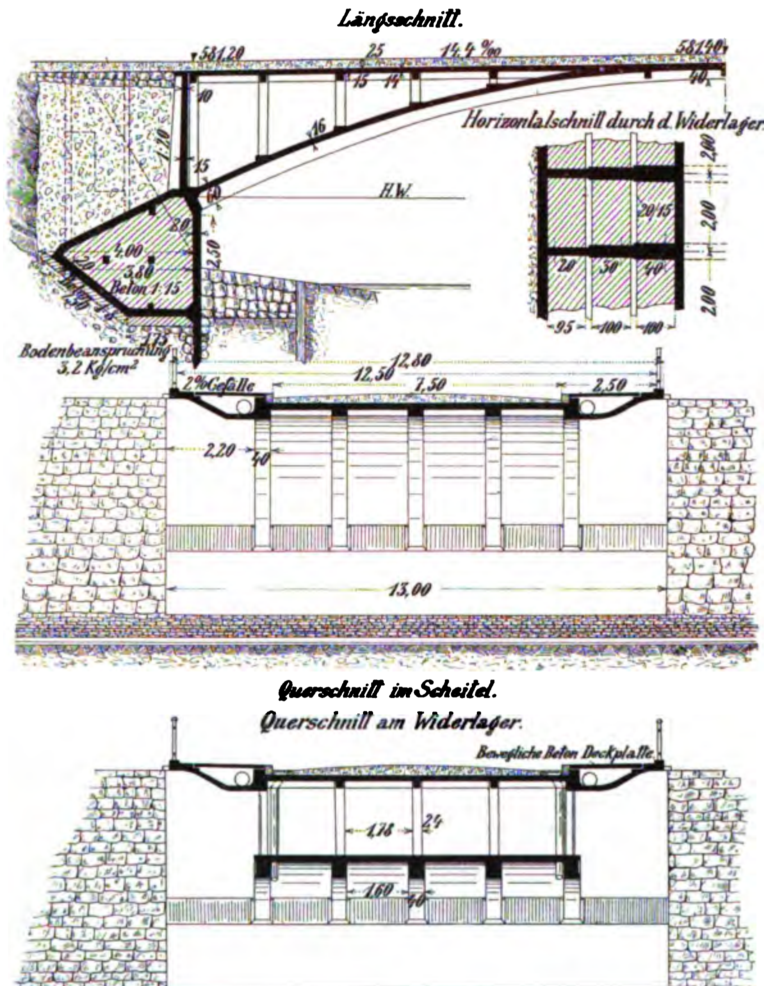


Abb. 243. Längs- und Querschnitte der Sillbrücke.

Wie aus den Abb. 243, 244, 245 ersichtlich, wurden auch die Widerlager aus Eisenbeton hergestellt, und zwar aus dem Grunde, weil für andere Widerlager nicht genügend Platz vorhanden war. Auf der einen Seite war der Raum durch den Fabrikkanal beschränkt, unter welchem die Widerlager keinesfalls eingreifen durften, auf der anderen Seite beschränkte die gleichfalls hart an der Baugrube vorbeigehende Straße, die für den Verkehr nicht abgesperrt werden durfte, ebenfalls die Ausbreitung des Widerlagers.

Die Eisenbetonkonstruktion der Widerlager wurde direkt auf Stampfbetonunterlage ausgeführt und der durch die Eisenbetonplatte gebildete Hohlraum mit Stampf-

beton ausgefüllt. Die Bodenbeschaffenheit war beiderseits recht gut, fester Schottergrund, so daß keine besonderen Vorkehrungen, wie Pfahlungen usw., getroffen zu werden brauchten. Auch das Wasser machte keinerlei Schwierigkeiten.

Da eine Regulierung der Sill vorgesehen ist und zu diesem Zwecke das Flußbett vertieft wird, wurde als besondere Vorkehrung gegen das etwa mögliche Auskolken an der Stirnseite der Widerlager eine 2 m tief hinabreichende Eisenbetonplatte als Schutzwand angeordnet.

Was nun den Oberbau selbst anbelangt, so besteht dieser aus fünf Bogenrippen, die durch eine Platte verbunden sind; auf letzterer sind kleine Säulen aufgesetzt, welche die Fahrbahntafel — eine gewöhnliche Plattenbalkenkonstruktion — tragen. Die Gehsteige ruhen auf Konsolen, welche 2 m ausladen. Weiter bemerkenswert sind die unter den Gehsteigplatten angeordneten Hohlräume zur Aufnahme der Wasser- und Gasrohrleitungen; diese sind durch kurze Eisenbetonplatten gedeckt, welche nötigenfalls abgehoben werden können. Über diesen Platten ist ein Asphaltbelag angebracht. Die Fahrbahn wurde mit Holzpflaster versehen, in den vier Ecken bei den Widerlagern sind Entwässerungsrohre angeordnet (Abb. 246).

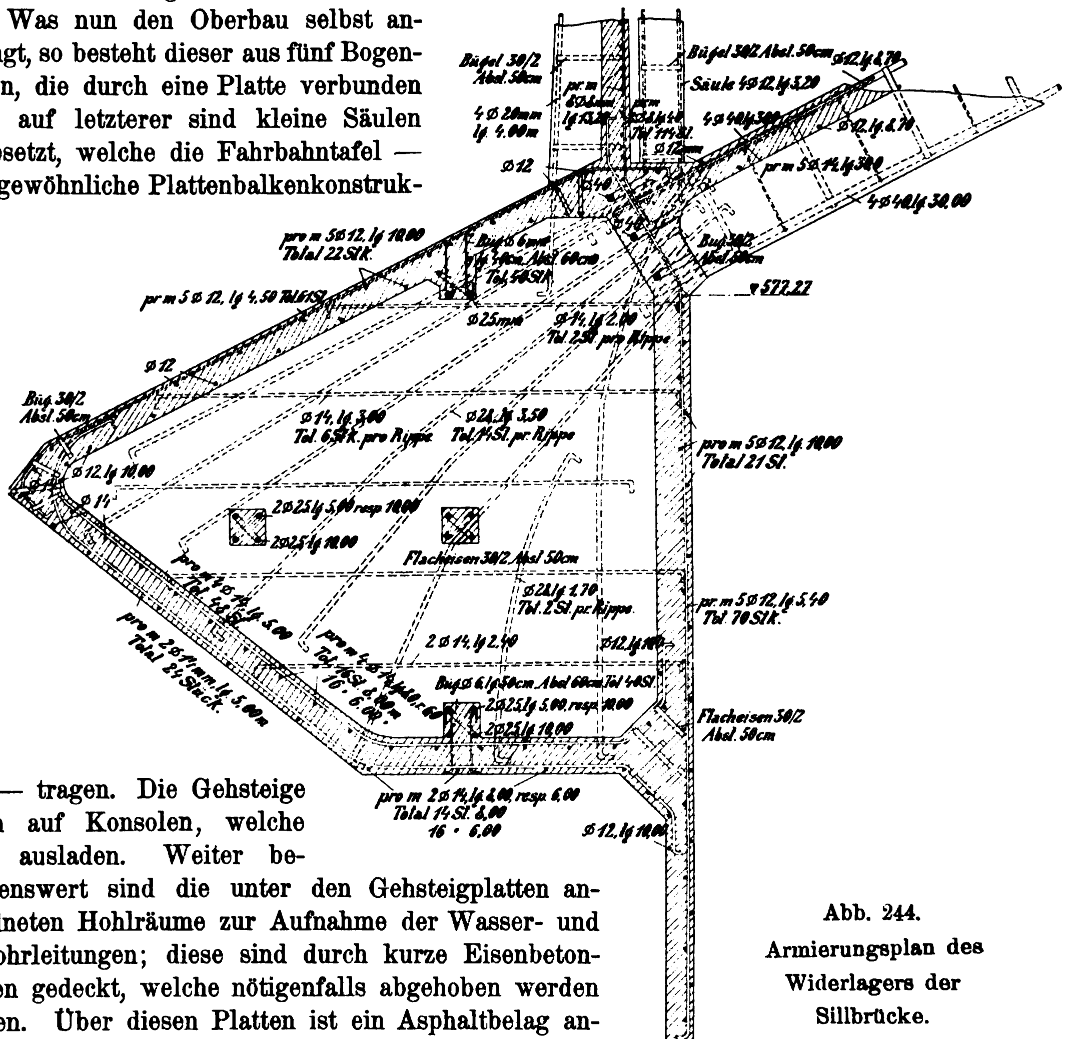


Abb. 244.
Armierungsplan des Widerlagers der Sillbrücke.

Da erst nachträglich ein Betongeländer angeordnet wurde, die Konsolen des Gehsteiges also für die Last nicht berechnet waren, wurde das Geländer als armierter Träger ausgebildet, der sich selbst zu tragen hat. Die vier Obelisken, sowie die daran befindlichen Ruhebänke sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt. Sämtliche sichtbaren Betonteile wurden gestockt.

Die Lichtweite der Brücke beträgt 27 m, der Pfeil 3,375 m; der Bogen, als Plattenbalkenkonstruktion ausgeführt, hat eine Scheitelstärke von 40 cm, eine Wider-

lagerstärke von 60 cm. Die Entfernung der einzelnen Balken (Rippen) beträgt 2 m. Die Platte dieses Bogens ist 16 cm stark, die einzelnen Bogenrippen sind 40 cm breit.

Jede Rippe ist symmetrisch armiert, und an jedem Rande wurden je vier Rundeisen von 40 mm Durchmesser angeordnet. Diese acht Rundeisen wurden in Entfernungen von 30 cm abwechselnd mit Rundeisenbügeln von 8 mm Durchmesser und Flacheisenbügeln 30×2 mm festgehalten. Die Armierung der Platte besteht aus Rundeisen von 14 mm Stärke, welche an ihrem oberen Rande in Entfernungen von 20 cm in der Längsrichtung der Brücke angeordnet wurden, während in der Querrichtung oben drei Rundeisen von 12 mm Durchmesser und unten zwei von 12 mm Durchmesser für 1 lfd. m eingebettet wurden. Auf diesem Bogen stehen, und zwar oberhalb der Rippen in Entfernungen von 2 m auf jeder Brückenhälfte fünf Reihen von je fünf Eisenbetonsäulen von einer Stärke 24 × 24 cm; deren Armierung besteht aus vier 12 mm starken Rundeisen, welche in Entfernungen von 50 cm durch Flacheisenbügel 30 × 2 mm zusammengehalten sind. Diese Säulen tragen Unterzüge aus Eisenbeton, auf welchen wieder die Fahrbahn, als Plattenbalkenkonstruktion ausgebildet, aufruht. Die Armierung dieser Unterzüge besteht aus je vier Rundeisen von 18 mm Stärke mit den entsprechenden Flacheisenbügeln. Ebenso sind auch die Balken der Fahrbahn armiert, welche in derselben Anzahl wie die Bogenrippen und auch in ihrer Ebene angeordnet erscheinen.



Abb. 245. Eisenbetonwiderlager während der Ausführung.

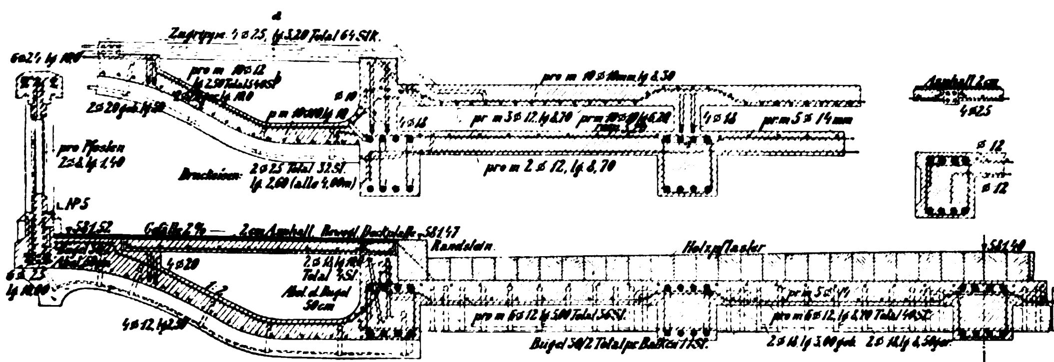


Abb. 246. Armierungsplan der Fahrbahnkonstruktion und der Bogenrippen.

Die Platte der Fahrbahn ist 14 cm stark und nach beiden Richtungen hin mit je 10 Rundeisen von 10 mm Stärke armiert.

Die Konsolträger für die beiderseitigen Fußsteige befinden sich in der Verlängerung der einzelnen Unterzüge und ihre Armierung besteht im Zuggurt aus je vier Rundeisen von 25 mm Stärke, während im Druckgurt ebenfalls je zwei solcher Rundeisen vorhanden sind und weit in den Unterzug hineinreichen, so daß eine solide Einspannung gewährleistet ist. Zwischen den Konsolträgern befindet sich eine Eisenbetonplatte, welche die verschiedenen Leitungen zu tragen hat und ebenso stark wie die Fahrbahnplatte ausgebildet wurde. Auf der Oberkante dieser Konsolträger ruhen leichtere Eisenbetonplatten auf, welche abhebbar ausgeführt wurden und deswegen mit beweglichen Aufheberingen ausgestattet wurden.

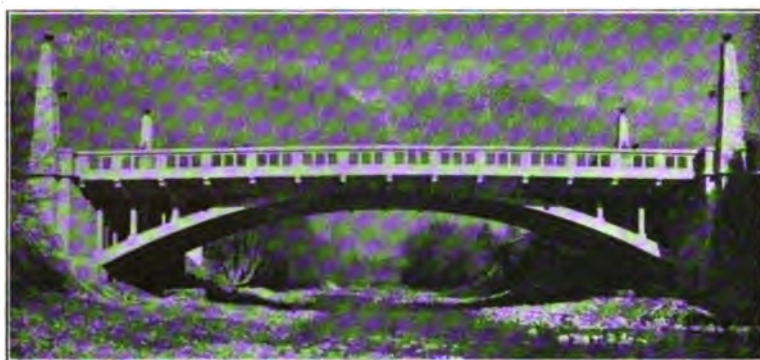


Abb. 247. Sillbrücke.

Das Betongeländer, als Fachwerkträger ausgebildet, ist im Druckgurt mit sechs Rundeisen von 24 mm und im Zuggurt mit sechs Rundeisen von 25 mm Stärke armiert.

Ende Februar 1906 begonnen, wurde die Brücke Mitte Mai 1906 in den Hauptsachen beendet. Die Ausrüstung fand am 10. Juli statt und ergab eine bleibende Einsenkung von $1^1/_2$ mm.

Die Verlegung der Leitungsrohre und die Nebenarbeiten nahmen dann noch längere Zeit in Anspruch, so daß die Brücke erst Ende Juli dem Verkehr übergeben wurde.

Die Belastungsprobe fand vom 27. Juli bis 3. August 1906 statt und ergab bei gleichmäßig verteilter Last durch Sand höchstens 2,4 mm, bei ungünstigster Belastung durch die Dampfwalze von 19 t 1,4 mm Durchbiegung.



Abb. 248. Brücke über die Bormida.

Die Gesamtkosten der Brücke über die Sill sowie über den Sillkanal nebst allen Nebenarbeiten, wie Geländer, Obelisken, Holzpflaster usw., belaufen sich rund auf 80 000 Kronen.

Von seiten des Vorstandes des städtischen Bauamts, Herrn Baurat Klinger, waren die Herren Oberingenieur Riegler und Ingenieur Konzert mit der Überwachung der Ausführung betraut.

Die Abb. 245 gibt ein schönes Lichtbild während der Ausführung insbesondere der Widerlager, während in der Abb. 247 die fertige Brücke zu sehen ist.

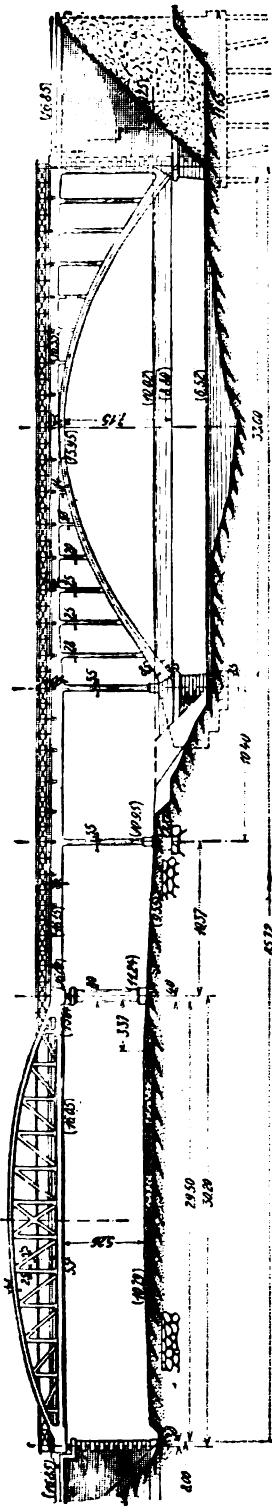


Abb. 249. Ansicht des Viaduktes zu Avranches.

In ganz ähnlicher Art wurde die Bogenbrücke über die Bormida bei Millesimo in Norditalien nach Plänen von Hennebique durch Ingenieur G. A. Porcheddu ausgeführt. Diese besitzt eine Lichtweite von 51 m bei einem Pfeile von 5,10 m. Der tragende Bogenquerschnitt ist durch vier Rippen verstärkt, welche in Achsenentfernungen von 110 cm angeordnet sind, ihre Höhe am Scheitel beträgt 60 cm und verstärkt sich auf 100 cm am Auflager. Diese in 67 Tagen hergestellte Brücke ist in der Abb. 248 im Lichtbilde zu sehen.

Endlich läßt sich in diese Gruppe von Bogenbrücken der Viadukt zu Avranches einreihen, welcher nach dem Entwurfe von Considère und nach seinem System ausgeführt wurde. Der ganze Viadukt besteht aus einer Bogenöffnung von 33,6 m Lichtweite, zwei anschließenden Balkenöffnungen von 10,4 und 10,37 m Stützweite und endlich einem parabelförmigen Fachwerkbalken von 30,20 m Stützweite, wie dies die Abb. 249 zeigt, und übersetzt den Fluß von Sée und die Gleise der französischen Ostbahn. Der Bogen besitzt einen Pfeil von 7,15 m. Die Stärke desselben beträgt 35 cm, welche sich gegen die Auflager auf 45 cm vergrößert. Die Breite beträgt durchweg 3,20 m. Gekennzeichnet ist dieser Bogen dadurch, daß von den Viertelpunkten gegen die Widerlager zu je drei Eisenbetonrippen am Rücken des Gewölbes angeordnet wurden, welche 45 cm breit und am Widerlager 40 cm hoch sind. Sie sind an ihrer Oberkante mit je zehn 33 mm starken Rundeisen armiert, welche die daselbst auftretenden Zugkräfte aufzunehmen haben. Der Armierungsplan des Gewölbes

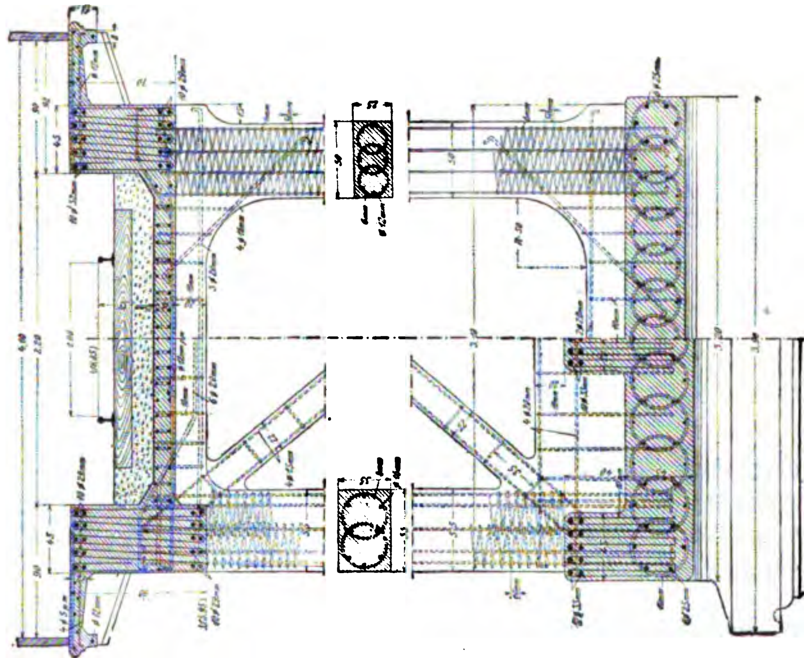


Abb. 250. Querschnitt der Bogenöffnung des Viaduktes zu Avranches.

ist aus Abb. 250 zu entnehmen, während die Abb. 251 schöne Einzelheiten der Einspannung des Bogens zeigt. Auf diesem Bogen stehen in Entfernungen von 2,20 m Eisenbetonpfeilerreihen zu je zwei Säulen von 50 cm Breite und einer Stärke von 14 cm in der Mitte bis 30 cm am Widerlager. Ihre Armierung ist ebenfalls aus der Abb. 250 zu ersehen. Diese Säulen tragen Längsträger von 45 cm Breite. Ihre Höhe beträgt in der Mitte 70, am Widerlager 90 cm. Jeder Längsträger ist oben und unten mit je zehn Rundeisen von 29 mm Stärke armiert, welche mit senkrechten Bügeln verhängt sind (Abb. 250). Diese Längsträger tragen die Fahrbahnkonstruktion, welche aus einer 14 cm starken Eisenbetonplatte besteht, die zwischen den Pfeilern durch 20 cm hohe Querträger verstärkt ist. Auf dieser Fahrbahnplatte befindet sich das 2,2 m breite und 25 cm hohe Schotterbett zur Aufnahme des 1 m breiten Gleises (Abbildung 250). Außerdem tragen die Längsträger mittels Kragträger die Platte des Fußsteiges. Die größten Spannungen, die in der Bogenöffnung auftreten, betragen im umschnürten Beton des Gewölbes 52 kg/cm² auf Druck, in den Längsträgern 39 kg/cm², und im Eisen 1100 kg/cm² auf Zug.

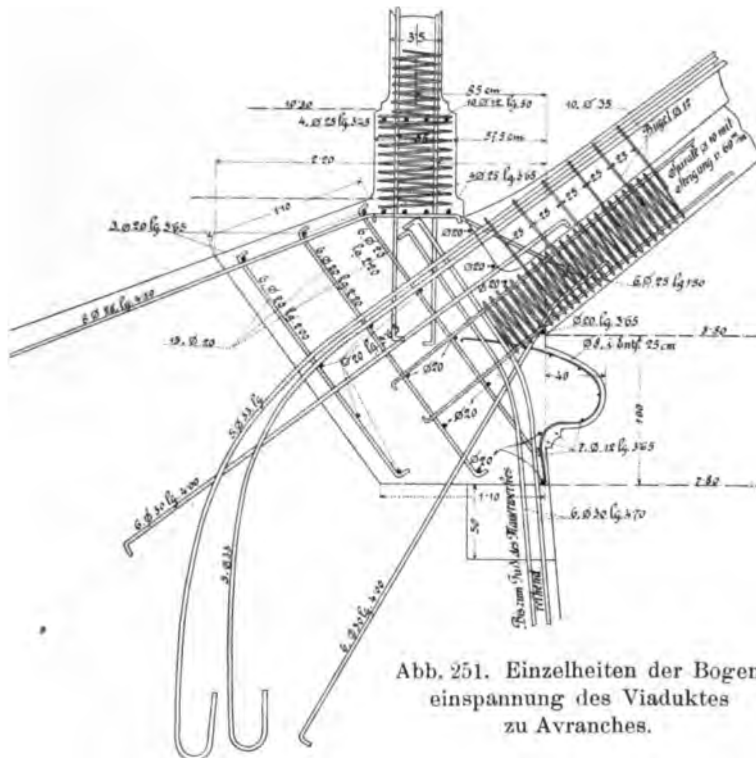


Abb. 251. Einzelheiten der Bogeneinspannung des Viaduktes zu Avranches.

IV. Eisenbetonbogenformen, deren tragender Gewölbequerschnitt sich in Plattenbalkenform auflöst derart, daß auch die Fahrbahnkonstruktion mit den Bogenrippen in statischer Beziehung zusammenhängt (Bauweise Hennebique).

Wenn die bisher beschriebenen Gewölbe und Bogenformen sich mehr an die Mauerwerkskonstruktionen anschließen und von den massigeren Betongewölben zu den zierlichen Eisenbetonbogen die einzelnen Überführungsglieder enthalten, so mögen in diesem Unterkapitel Bogenformen besprochen werden, welche ihrem Charakter nach mehr Verwandtschaft mit den Balkenbrücken aufweisen. Die in dieses Unterkapitel einzureihenden Bogenbrücken kennzeichnen sich insbesondere dadurch, daß der tragende Gewölbequerschnitt durch senkrechte Eisenbetonwände in der Längsrichtung der Brücke mit der Fahrbahnkonstruktion in innigen statischen Zusammenhang gebracht wird und sich in reine Plattenbalkenform auflöst. Es liegt ja klar auf der Hand, daß man zur Erzielung einer größeren Wirtschaftlichkeit und um an totem Eigengewicht zu sparen, zu diesen Systemen gelangte. Man kann daher mit Recht diese Art von Bogenbrücken

als Bogenplattenbalkenbrücken bezeichnen. Ihre Armierung geht auf die ganze Höhe des Balkens durch, und sie sind dadurch von einem im nächsten Unterkapitel zu beschreibenden System wohl zu unterscheiden, das dieser Brückenart dem Äußeren nach ähnlich ist. Brücken dieser Art können eingespannt oder auch mit einer eigenen freien Auflagerung ausgeführt werden. Erstere kann man auch als eingespannte Plattenbalken auffassen, die natürlich auf der Einspannstelle am Auflager ihren größten Querschnitt aufweisen müssen. Brücken mit freier Auflagerung müssen sowohl eine wagerechte als auch eine mehr oder weniger senkrechte Lagerfläche aufweisen, um den bei Bogenbalken stets auftretenden Horizontalschub in passender Weise auf das Widerlager zu übertragen. Einige typische Beispiele derartiger Bogenbrücken wären:

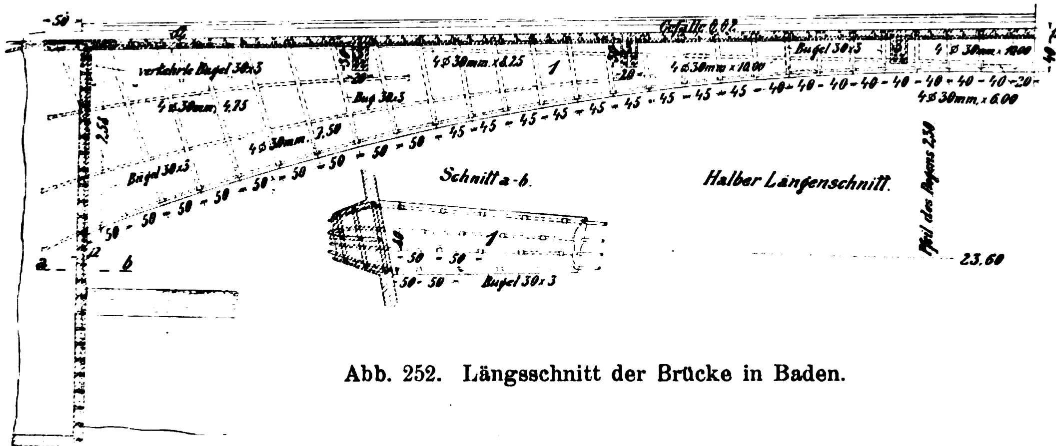


Abb. 252. Längsschnitt der Brücke in Baden.

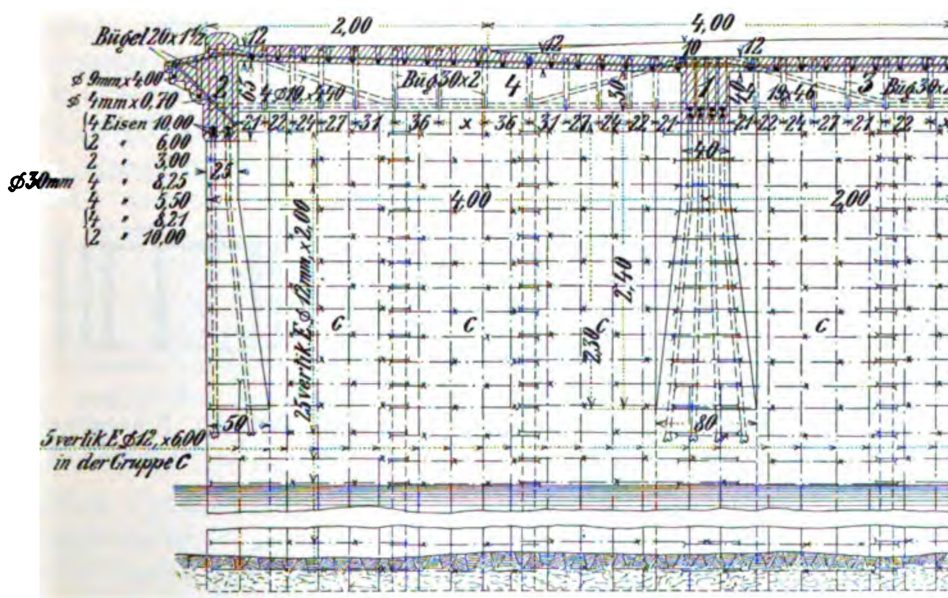


Abb. 253. Querschnitt der Brücke in Baden.

Straßenbrücke über die Schwechat in Baden bei Wien. Diese Brücke hat zum Tragwerk einen Bogen von 23,7 m Lichtweite, der aus vier vollwandigen Bogenrippen besteht, welche in Entfernungen von 4 m angeordnet wurden. Die Rippen haben am Scheitel eine Breite von 40 cm, welche sich gegen die Auflager zu auf

80 cm vergrößert; ihre Höhe beträgt am Scheitel 40, am Widerlager 246 cm. Sie tragen eine Platte von 12 cm Stärke zur Aufnahme der Fahrbahn, welche auf 8 m Breite als Straße mit beiderseitigen, je 2 m breiten Fußsteigen ausgebildet ist. Die Armierung der Rippen besteht aus vier Rundeisen von 30 mm Stärke, welche, nach der Bogenform gekrümmt, längs der Unterkante der Rippe bis in die aus Eisenbeton ausgeführten Widerlager greifen, welch letztere des näheren im III. Band, Kapitel „Mauerwerksbau" auf S. 162 beschrieben wurden. In jeder Rippe sind weiter je drei Reihen von vier Rundeisen zu 30 mm Stärke angeordnet, deren Ausbildung aus den Abb. 252 u. 253 zu ersehen ist. Sämtliche Rundeisen sind durch Flacheisenbügel von 30 × 3 mm Stärke mit der Platte in Verbindung gebracht. Diese von der Wiener Firma Ed. Ast u. Cie. ausgeführte Brücke wurde für den Verkehr eines 12 t schweren Lastwagens ausgebildet und ist im fertigen Zustande in der Abb. 254 zu sehen.



Abb. 254. Brücke in Baden.

Ein weiteres ähnliches Objekt ist die **Brücke über die Aisne zu Soissons.**[1]) Diese Brücke übersetzt unter 60° die Aisne und besteht aus drei Öffnungen von 24,25, 24,48 und 24,25 m Lichtweite und zwei Zwischenpfeilern von 1,50 m Stärke, welche ebenso wie die Landwiderlager ganz in Eisenbeton ausgeführt wurden. Jede Bogenöffnung löst sich in sieben Bogenrippen auf, welche mit der Fahrbahnplatte innig verbunden sind. Die Breite der Brücke beträgt 14 m und gliedert sich in einen 4,90 m breiten Streifen zur Überleitung eines Lokalbahnverkehrs von Soissons nach Rethel, ferner in

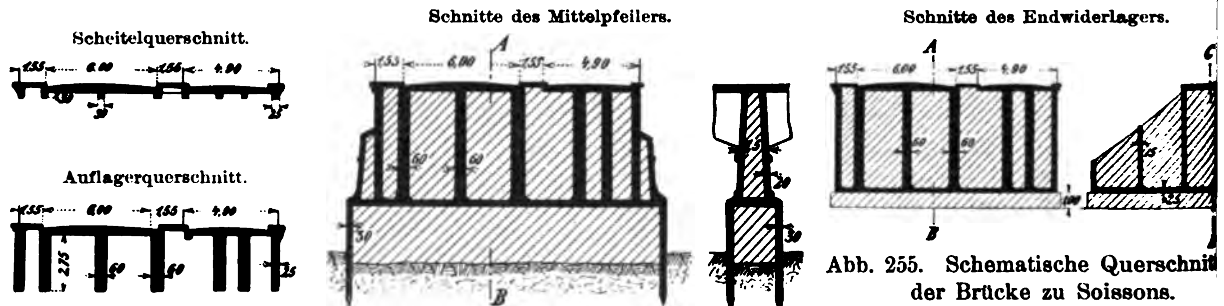


Abb. 255. Schematische Querschnitt der Brücke zu Soissons.

einen 6 m breiten Fahrstraßenkörper und zwei je 1,55 m breite Fußsteige, wie dies aus den schematischen Querschnitten der Abb. 255 zu ersehen ist. Was die Bogenrippen anbelangt, so beträgt ihr Pfeil 2,42 bezw. 2,48 m. Ihre Höhe beträgt am Scheitel 30 cm, am Landwiderlager 252 und am Zwischenpfeiler 275 cm. Ihre Breite ist verschieden. Die Randrippen, die ja auch weniger zu tragen haben, sind 25 cm breit, alle anderen 30 cm am Scheitel, welche Breite je auf eine Länge von 6 m vom Scheitel sich gleich bleibt, von dort aber gegen die Auflager zu sich auf 60 cm vergrößert. Die

[1]) Le béton armé, 1904, September, S. 231.

Armierung besteht aus vier Reihen von Rundeisen, welche sowohl durch nach oben gehende Bügel, sowie umgekehrt angeordnete Gegenbügel verhängt sind. Die oberste Rundeisenreihe liegt in der Platte, die unterste in einer Entfernung von 30

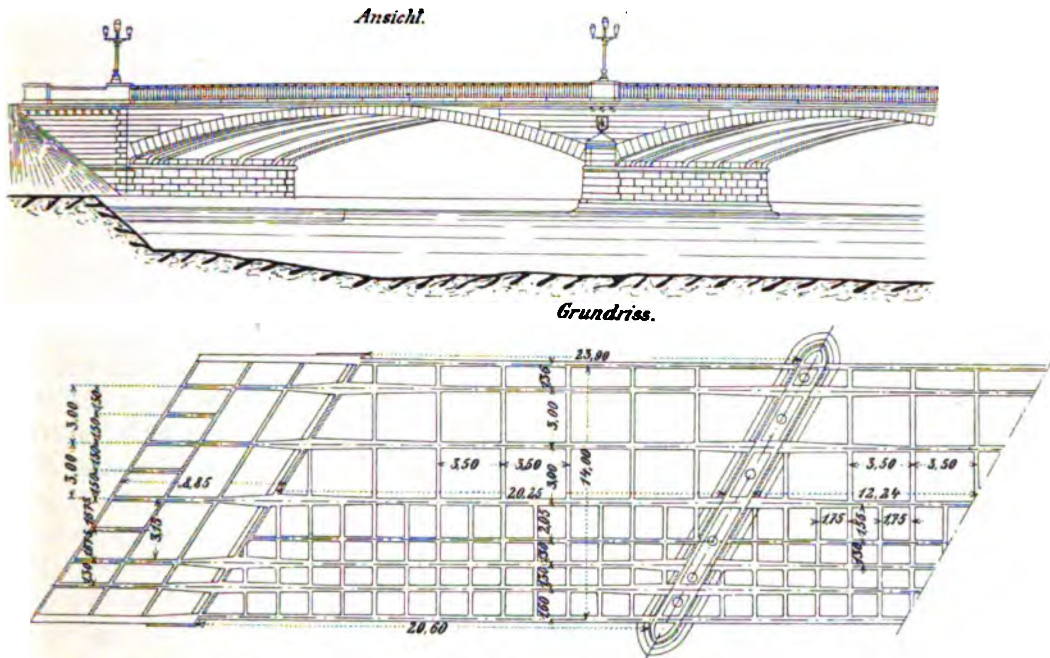


Abb. 256. Ansicht und Grundriß der Brücke zu Soissons.

bis 40 cm von der Leibung entfernt. Die beiden anderen Rundeisenreihen sind nach bestimmten flachen Seillinien gebogen. Die Stärke der Rundeisen beträgt in den Randrippen 18 mm, wo auch nur im Querschnitt acht solcher Stäbe angeordnet erscheinen, während in allen anderen Rippen je zwölf 28 bis 30 mm starke Rundeisen eingebettet liegen. Die Armierungen der einzelnen Bogenrippen reichen über die in ihrer Achse befindlichen Eisenbetonwände der Zwischenpfeiler und stellen auf diese Art ein kontinuierliches Gerippe vor. Die Fahrbahnkonstruktion ist im allgemeinen eine Eisenbetonplatte von 10 bis 16 cm Stärke, welche durch Querträger versteift ist; diese 20 × 25 cm starken Balken sind unter der Fahrstraße und den Fußsteigen in Entfernungen von 3,50 m angeordnet, während diese Entfernung unter der Eisenbahndecke noch halbiert wird, wie dies im übrigen



Abb. 257. Brücke zu Soissons.

aus der Abb. 256 zu sehen ist. Diese Brücke wurde von Hennebique ausgeführt und kostete samt allen Überschreitungen 198 500 Fr., so daß rund 1 m² Brücke auf 190 Fr. zu stehen kam. Von den zu gleicher Zeit eingegangenen Angeboten betrug der Preis für eine Mauerwerksbrücke 243 000 Fr., für eine Eisenkonstruktion 233 000 Fr. Verbraucht wurden an Eisenbeton rund 1830 m³ und an Eisen 133 t, wovon 129 t auf die Armierung und 4 t auf Pfahlschuhe entfielen. Diese in der Abb. 257 im Lichtbilde wiedergegebene Brücke wurde zweimal, und zwar am 19. und 20. Mai 1903 und vom 8. bis 12. Februar 1904 einer strengen Belastungsprobe sowohl durch ruhende und rollende Last, als auch auf Stoßwirkungen unterzogen, die sehr günstig verlief und über welche nähere Einzelheiten in Le béton armé, September 1904, S. 237 bis 243 zu finden sind.

Ein weiteres, höchst interessantes Bauwerk dieser Art ist der Fußsteig (Passerelle) über den Canal du Midi in Toulouse.[1]) Dieses von Hennebique entworfene Objekt besitzt eine Lichtweite von 42 m und besteht aus zwei Tragbalken, die nach einer Linie geformt sind, welche sich aus drei Kreissegmenten zusammensetzt. Der starke Bogen in der Mitte mit einem inneren Halbmesser von 76 und einem äußeren Halbmesser von 116,74 m erstreckt sich auf einer Sehne von 36 m und hat nur $^1/_{16}$ Pfeil. Gegen die beiden Widerlager zu schließt sich diesem flachen Bogen ein kleinerer von 2,50 bezw. 4,15 m an, wie dies die Abb. 258 zeigt. Die Scheitelstärke beträgt 95 cm, jene am Widerlager 1,70 m, und beide Balken tragen eine gemeinsame Platte von 30 cm Stärke und 1,90 m Breite am Scheitel und 15 cm Stärke und 3,30 m Breite am Anlauf. Am Widerlager befinden sich zu beiden Seiten je zwei Stiegenarme zu zwölf Stufen, welche ihre Fortsetzung am Fußsteige selbst in weiteren zwölf Stufen finden, wie dies aus Abb. 258 zu sehen ist.

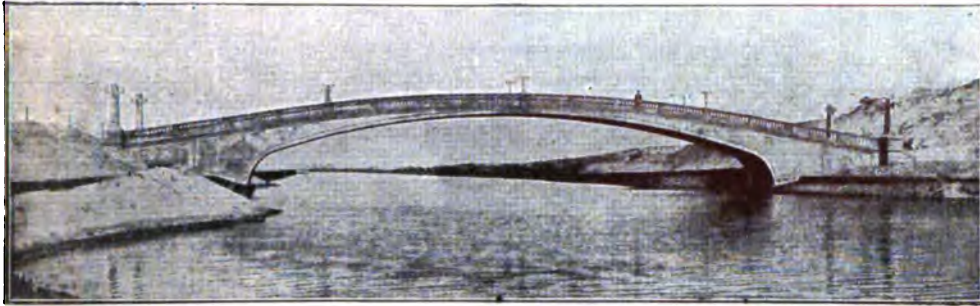
Abb. 258. Längsschnitt und Grundriß des Fußsteiges über den Canal du Midi.

Die Armierung der Balken besteht aus je sechs Rundeisen von 30 mm Stärke im unteren Teile und aus je vier Rundeisen von 30 mm Stärke im oberen Teile derselben, welche außerdem durch Bügeleisen nach System Hennebique verbunden sind. Nach der Ausrüstung zeigte dieser leichte Steg eine Scheitelsenkung von 20 mm. Derselbe wurde außerdem einer Belastungsprobe mit 400 kg/m², sowohl total als halbseitig unterworfen, wobei sich eine größte Scheitelsenkung von 5 mm zeigte, die nach der Entlastung vollkommen zurückging. Schließlich sei noch des Steiges in Mannheim bei der Jubiläumsausstellung 1907 gedacht, der von 4 m Breite und 30 m Spannweite freilich nur vorübergehend den Verkehr von dem Neubau der Kunsthalle mit dem Ausstellungsplatz vermittelt hat.[2])

Alsdann sei die Eisenbetonbogenbrücke bei Los Angeles in Kalifornien

[1]) Génie Civil 1903, Nr. 19.
[2]) Näheres in Zement und Beton 1907, 20. Dez.

erwähnt.[1]) Sie wurde im Winter 1905/06 für die Los Angeles Pacific Railroad in Playa del Rey, nahe Los Angeles, Cal. erbaut. Die Hauptabmessungen des in der Abb. 259 in der Ansicht, in der Abb. 260 in der Auf- und Untersicht wiedergegebenen Bauwerks sind: Gesamtlänge 62,69 m, Breite 5,80 m, Lichtweite 44,50 m, Pfeilhöhe 5,49 m,



Nr. 259. Brücke bei Los Angeles

also Pfeilverhältnis rund ein Achtel. Die Widerlager sind in sandigem Baugrund auf Pfählen gegründet, die, den Uferböschungen entsprechend, in verschiedener Höhe abgeschnitten, mit einer Betonschicht von 76 cm Stärke überdeckt sind, welche außerdem durch zwei sich kreuzende Lagen von Eisenschienen, verlegt in 107 cm Abstand, armiert ist. Die tragende Konstruktion besteht aus drei Bogenrippen von je 36 cm Breite und 61 cm Höhe im Scheitel, ein schließlich der rund 10 cm starken Fahrbahndecke. Die beiden äußeren Bogenrippen bilden gleichzeitig die Brückenstirnen. Die Fahrbahn folgt im mittleren Teile der Bogenkrümmung, wodurch die Brücke ein äußerst leichtes und elegantes Aussehen erhalten hat. Diese Hauptrippen sind durch elf Querträger von 15 cm Breite und wechselnder Höhe verbunden. Die Armierung der Hauptrippen besteht aus je vier in den Ecken angeordneten Winkeleisen von rund 89×64×13 mm Stärke, welche in radialer Richtung durch Flacheisen von 6 × 38 mm Stärke verbunden sind; nahe der unteren Leibung sind außerdem drei alte Eisenbahnschienen von rund 12 kg/m Gewicht angeordnet. Die Querträger sind mit je einer Schiene von gleichem Gewicht verstärkt, an deren Kreuzungen Aussteifungsplatten angenietet sind. Die Einlage der Brückentafel besteht aus einem Netzwerk von 10 mm starken, diagonal verlaufenden Eisenstäben mit Abständen von rund 13 cm. Sieben

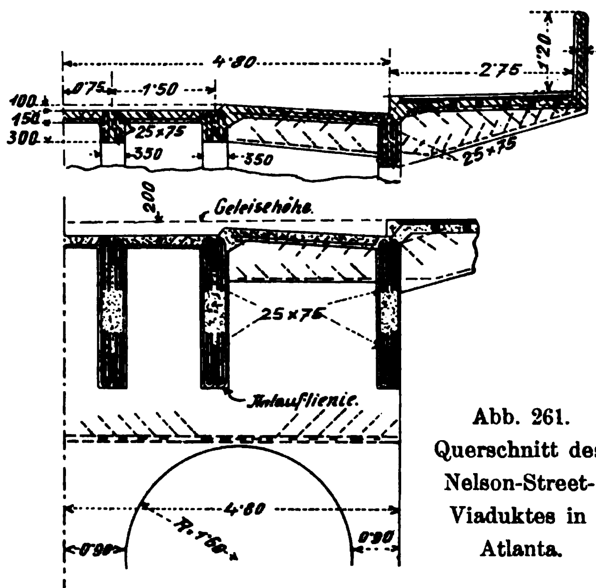


Abb. 260. Untersicht der Brücke bei Los Angeles.

[1]) Deutsche Bauztg., Zementbeilage 1906, Nr. 13, S. 51.

Wochen nach Fertigstellung des Betons wurde mit der Ausschalung begonnen und bei Entfernung des Lehrgerüstes ein Senken des Scheitels von 10 mm festgestellt; am folgenden Tage erreichte die Durchbiegung nahezu 17 mm; danach waren weitere Bewegungen nicht mehr zu bemerken. Folgende Probebelastungen wurden vorgenommen: 1. gleichmäßig verteilte Belastung von 4250 kg auf 1 m², welche eine zeitweilige Durchbiegung im Scheitel von 10 mm hervorrief; 2. konzentrierte Last im Scheitel von 33,5 t, bei welcher eine Durchbiegung nicht festgestellt werden konnte. Die Brücke wurde entworfen und berechnet durch H. Michele de Palo, Zivilingenieur in Los Angeles.

Auch zur Übersetzung von Gleisen für elektrische Bahnen wurde dieses System bereits verwendet, und seien von derartigen Objekten erwähnt der Nelson-Street-Viadukt in Atlanta[1]). Dieser ist rund 136 m lang und besitzt zehn flachgewölbte Öffnungen, und zwar sieben mit 12 bis 15 m, die übrigen mit 22,5, 16 und 6 m Lichtweite. Das Tragwerk einer Öffnung besteht aus vier Mittel balken und zwei Randbalken. Die Gesamtbreite des Viaduktes beträgt 15,6 m, von der je 3 m auf die beiderseits angeordneten Fußwege entfallen. In der Mitte führen 2 Straßenbahngleise. Die Fahrbahn



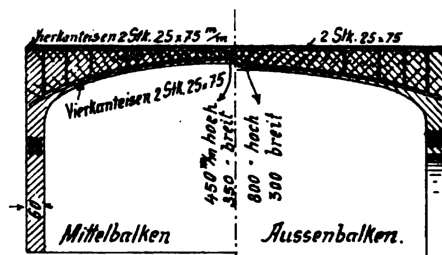


Abb. 261. Querschnitt des Nelson-Street-Viaduktes in Atlanta.

steigt gegen die Mitte beiderseits um 2 vH. Die Mittelbalken gehen in Entfernungen von je 1,5 m unter jeder Schiene, während die Randbalken an der Grenze zwischen Fußsteig und Straßenkörper liegen, wie dies aus der Abb. 261 zu sehen ist. Die Fußsteige werden durch Kragträger getragen, deren Entfernung voneinander 3 m beträgt. Das Tragwerk wurde berechnet für eine gleichmäßige Last von 450 kg/m² auf den Fußsteigen, ferner für den Verkehr von 12 t schweren Lastwagen und einer Reihe von je 40 t schweren elektrischen Straßenbahnwagen. Die Ausmaße der Rippen unter den Gleisen betragen am Scheitel 35 cm in der Breite und 45 cm in der Höhe, bei den Randbalken 30 bezw. 80 cm, in welchen Höhenmaßen die 15 cm starke Eisenbetonplatte enthalten ist. Jeder Balken ist sowohl an seiner unteren, als auch oberen Fläche mit je zwei Kahneisen von 25 × 75 mm Stärke armiert, welche durch 12 mm starke Rundeisen verbunden sind, die als senkrechte Bügel dienen, wie dies die Abb. 261 zeigt. Über den vier Mittelrippen ist die Fahrbahnplatte um 10 cm vertieft zwecks Unterbringung der Straßenbahnschienen. Der übrige Teil der Straßenfahrbahn wurde mit einem Holzstöckelpflaster versehen. Die Pfeilerwände haben eine Stärke von 60 cm und besitzen zwei Öffnungen von je rund 3 m, so daß Pfeilerstärken am Rande von 90 cm, in der Mitte von 180 cm übrig bleiben. Oberhalb der Pfeileröffnungen sind je zwei Kahneisen von

[1]) Eng. Record 1907, 12. Okt., S. 409.

25 × 75 mm Stärke eingebettet; ebensolche Eisen, und zwar vier an der Zahl gehen in jedem Pfeilerschaft senkrecht vom Pfeilerfuß bis zur Fahrbahn hinauf. Die Mischung des Betons der Tragkonstruktion geschah 1 : 2 : 4, jene der Pfeiler 1 : 3 : 5. Im ganzen



Abb. 262. Nelson-Street-Viadukt in Atlanta.

wurden rund 2200 m³ Beton und 100 t Eisen verarbeitet. In der Abb. 262 ist ein Lichtbild dieses Viaduktes zu sehen.



Abb. 263. Viadukt über der Zomerhofstraat.

Ein sehr interessantes größeres Bauwerk dieser Art ist der Eisenbetonviadukt in Rotterdam,[1]) der zur Überführung der Südholländischen elektrischen Eisenbahn

[1]) De Ingenieur 1907, 9. Nov.

dient und eine Gesamtlänge von 1950 m besitzt. Dieser von der Hollandsche Maatschappy ausgeführte Viadukt zwischen der Zomerhofstraat und Bergweg besitzt folgende Öffnungen:

a) 1 Öffnung von 21,60 m Spannweite über der Zomerhofstraat (Abb. 263),
b) 8 Öffnungen von 8,40 m zwischen den Pfeilermitten,



Abb. 264. Viadukt über der Teylingerstraße.

c) 1 Öffnung von 10 m über der Simonstraat,
d) 8 Öffnungen von 7,88 m zwischen den Pfeilermitten,
e) 2 Öffnungen von 13,50 m über der Teylingerstraße (Abb. 264),
f) 15 Öffnungen von 8 m zwischen den Pfeilermitten,
g) 1 Öffnung von 20 m (Abb. 265),
h) 15 Öffnungen von 7,96 m zwischen den Pfeilermitten (Abbildung 265),
i) 1 Öffnung von 15 m
j) 17 Öffnungen von 8,35 m zwischen den Pfeilermitten,
k) 1 Öffnung von 20 m über den Bergweg.



Abb. 265. Eisenbetonviadukt in Rotterdam.

Der Viadukt dient für den Verkehr einer zweigleisigen elektrischen Eisenbahn. Die Achsenentfernung der beiden Schienenpaare beträgt 3,60 m. Unter jeder Schiene befindet sich ein gebogener Balken, welcher bei den kleinen Spannweiten am Scheitel 30 cm breit und 45 cm hoch ist, welche Höhe sich auf 145 cm am Auflager ver-

größert. An der Unterseite sind diese Bogenbalken durch eine 8 cm starke Eisenbetonplatte verbunden, so daß die Untersicht dieses Viaduktes ein voll durchgehendes Gewölbe ver-

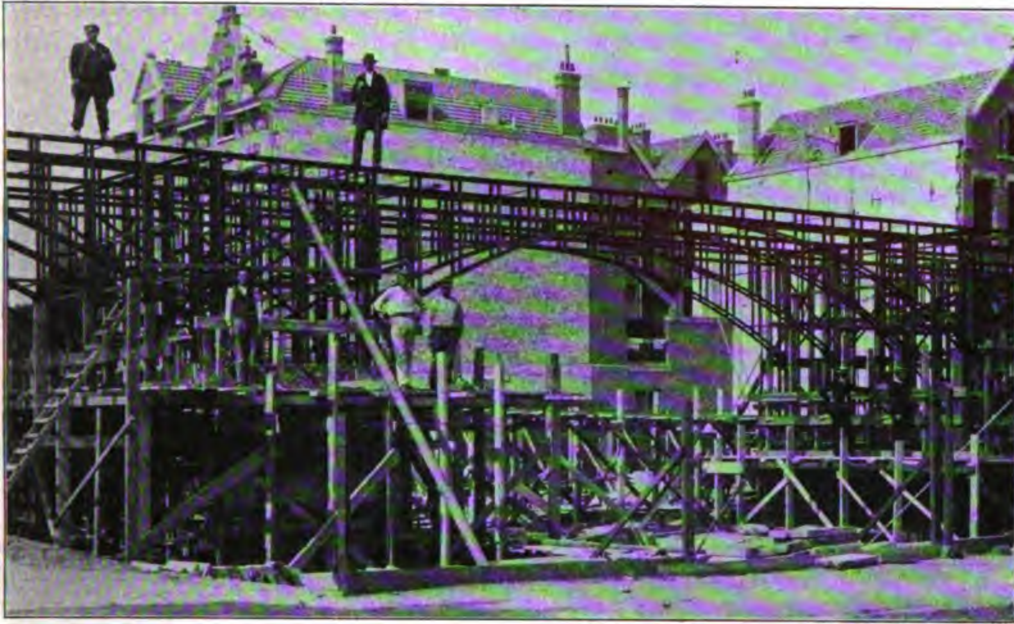


Abb. 266. Steifes Eisengerippe beim Bau des Viaduktes in Rotterdam.

muten läßt. An der oberen sind diese Balken ebenfalls durch eine Eisenbetonplatte von 12 cm Stärke verbunden, welche auf einer anderen, 9 cm starken Platte ge-



Abb. 267. Rundeisenarmierung des Viaduktes in Rotterdam während der Ausführung.

stampft wurden, wie dies aus der Abb. 1 der Tafel II zu sehen ist. Vom Randbalken setzt sich die obere Platte nach außen fort und ist knieförmig gebogen zur Aufnahme

des 35 cm starken Schotterbettes, um in einem Fußsteig von 90 cm zu enden, der außerdem durch Konsolträger unterstützt ist. Jeder Bogenbalken ruht auf einem Pfeiler von 40 × 65 cm Stärke auf. In der Richtung senkrecht auf die Gleise sind diese Pfeiler durch zwei Eisenbetonwände von 8 cm Stärke verbunden, welche sich an die untere Platte der Bogenbalken anschließen. Die Armierung besteht aus Profileisen, derart, daß in jeder Ecke des Balkens ein Winkeleisenprofil durchgeht. Die oberen Winkel wurden mit den gekrümmten unteren Winkeln durch senkrechte Winkeleisen versteift. Das ganze Gerippe für die Tragkonstruktion und Pfeiler wurde, insofern es aus steifen Profilen bestand, zuerst montiert ohne Zuhilfenahme einer Schalung, wie dies aus der Abb. 266 zu ersehen ist. Stellenweise wurde jedoch auch mit Rundeiseneinlagen armiert, wobei ein festes Schalgerüst notwendig war, wie dies die Abb. 267 zeigt. Alle anderen Einzelheiten sind aus der Abb. 1 der Tafel II zu ersehen. Für die Berechnung dieses Viaduktes wurden Lokomotivlasten auf beiden Gleisen mit je 105,5 t schweren Lokomotiven und außerdem 400 kg m^2 auf den Fußsteigen in Betracht gezogen. Außerdem wurde ein Temperaturunterschied von ± 12° C. berücksichtigt. Dieser Viadukt wurde einer strengen Belastungsprobe unterzogen, und betrugen die elastischen Durchbiegungen bei 20 m Spannweite $\frac{1}{6140}$, bei 15 m $\frac{1}{9550}$, bei 13,5 m $\frac{1}{9600}$ der jeweiligen Spannweite. Die übrigen Einzelheiten über diese Belastungsproben sind zu finden in der Broschüre van Hemerts' „Beproeving der Viadukt in Gewapend Beton te Rotterdam“.

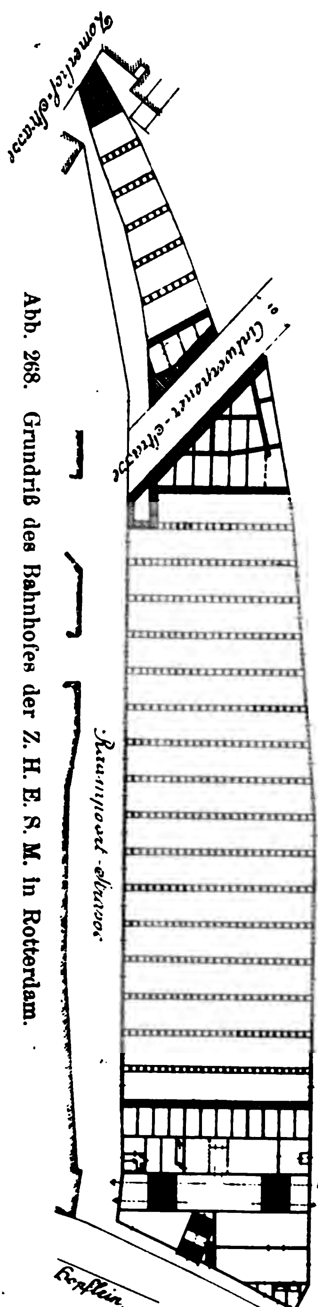


Abb. 268. Grundriß des Bahnhofes der Z. H. E. S. M. in Rotterdam.

Zum Wettbewerb wurden außer der vorerwähnten Eisenbetonfirma noch zwei Eisenfirmen aufgefordert. Die Gesamtkosten dieser drei Angebote verhielten sich wie 100 : 128 : 133, woraus wohl die Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons deutlich hervortritt. Im Anschluß an diesen Viadukt zwischen Bergweg und Zomerhofstraat wurde Mitte 1905 mit dem Bau des Bahnhofs Rotterdam der Z. H. E. S. M. begonnen. Wie aus dem Grundriß der Abb. 268 zu ersehen ist, erweitert sich die Viaduktbreite nach Passierung der Zomerhofstraat von ± 8 m auf ± 46 m und bildet dadurch Raum zur Unterbringung von fünf Bahnsteigen mit vier dazwischen durchgehenden Gleisen. Dadurch, daß die Gleise sehr unregelmäßig zu liegen kamen, mußte von einer Bogenbalkenkonstruktion abgesehen werden, und wurden gewöhnliche Gewölbe in Eisenbeton zur Ausführung gebracht, welche eine Scheitelstärke von 20 cm, eine Kämpferstärke von 30 cm besitzen. Diese Gewölbe ruhen auf Eisenbetonbalken von 60 × 80 cm Stärke, welche wieder von Eisenbetonsäulen getragen werden, die oben 40 × 80 cm, unten 40 × 115 cm stark sind. Die Abb. 269 zeigt den Bahnhof im Bau, aus welcher auch viele Einzelheiten zu entnehmen sind.

Zum Schluß dieses Unterkapitels mögen Bogenkonstruktionen erwähnt werden, wo die Balken, ähnlich wie bei dem zuletzt beschriebenem Viadukt an ihrer Untersicht durch eine schwache Eisenbetonplatte verblendet sind, ganz besonders aber



Abb. 269. Bahnhofbau in Rotterdam.

dadurch gekennzeichnet sind, daß die Fahrbahnplatte ihre Fortsetzung gebrochen am Auflager findet und diese Auflagerplatte zur besseren Druckverteilung der getrennten Bogenbalken dient. Dieses von Hennebique eingeführte System möge an zwei Beispielen erläutert werden.

Brücke über den Lys in Gand (Belgien). Diese besitzt eine Lichtweite von 21,92 m und hat eine nutzbare Breite von 12 m. Die Ausbildung des Tragwerks geschah durch acht Rippen, die eine Höhe am Scheitel von 40 cm besitzen und sich gegen das Widerlager zu auf etwa 2 m erhöhen. Die Form der Rippen dieses Bauwerks ist so ausgebildet, daß ihre obere Krümmung einen größeren Durchmesser aufweist als die untere,

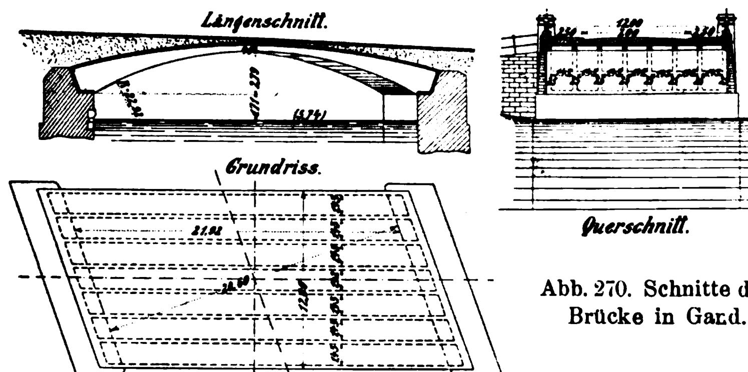


Abb. 270. Schnitte der Brücke in Gand.

wie dies auch aus der Abb. 270 zu ersehen ist. Die Stärke der Rippen beträgt 25 cm, sie sind in Achsenentfernungen von 186 cm angeordnet. Ihre Armierung

besteht aus vier 40 mm starken Rundeisen, von denen zwei längs der Oberkante und zwei längs der Unterkante sich hinziehen. Von Interesse ist die Art der Ausführung dieses Objektes. Es wurden auf die fertige Rüstung 6 cm starke Eisenbetonplatten von 50 cm Breite versetzt, aus welchen Eiseneinlagen hervorragten, um mit den später zu betonierenden Rippen eine innige Vereinigung zu ermöglichen. Nach Herstellung und Ausschalung der senkrechten Wände dieser Rippen wurde auf ihre Oberkante eine eigene Eisenbetonschalung aus kleinen getrennten Plattenbalken versetzt, wie dies in der Abb. 3 der Tafel II zu sehen ist. War dies geschehen, so erfolgte die Betonierung der 14 cm starken Platte zur Aufnahme der Fahrbahn. Die Einzelheiten des Querschnitts sind in der Abb. 271 zu sehen. Die Brücke erhielt an den Stirnflächen eine Quaderverkleidung, die Abb. 272 gibt ein Lichtbild derselben. In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Ausbildung der Überfahrt beim Kai Debilly, welche in der Abb. 273 zu sehen ist, und deren Längenschnitt und Widerlager bereits im III. Band 1. Teil, S. 164, Abb. 98 besprochen wurde.

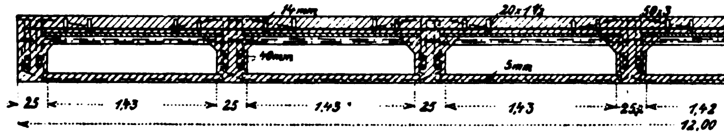


Abb. 271. Querschnitt der Brücke in Gand.



Abb. 272. Brücke über den Lys in Gand.



Abb. 273. Überfahrt beim Kai Debilly.

Andere Bauwerke dieser Art, die im späteren Kapitel „Balkenbrücken" des näheren besprochen werden, sind der Fußgängersteig zum Leuchtturm bei der bayerischen Landesausstellung in Nürnberg, der Fußsteig über die Lusthofstraat in Rotterdam, die Brücke über die Echez in Tarbes (Hochpyrenäen) u. a. m.

V. Eisenbetonbogenformen, deren tragender Querschnitt sich in einzelne sowohl untereinander als auch von der Fahrbahn unabhängige Balken auflöst.

Diese kann man einteilen in:

a) Bogenformen als einfache Bogenträger mit aufgesetzter Fahrbahn,
b) Fachwerkbogenträger;
c) Bogenformen mit aufgehängter Fahrbahn.

a) Einfache Bogenträger.

Die Bogenbrücken dieser Art lassen sich einteilen in:

1. Bogenbalken mit aufgesetzten Betonlängswänden;
2. Bogenbalken mit aufgesetzten Eisenbetonpfeilern.
3. Bogenbalken auf Pfahljochen (Gerüstbrücken).

1. Bogenbalken mit aufgesetzten Längswänden.

In vielen Fällen werden Eisenbetonbogenbrücken derart ausgeführt, daß auf den Bogenbalken schwache Stampfbeton- oder Eisenbetonwände aufgesetzt werden, welche die Fahrbahnkonstruktion tragen. Dem äußeren Ansehen nach sind diese von den Bogenbrücken, die im IV. Unterkapitel behandelt wurden, kaum zu unterscheiden. Wie aber aus der Armierung der folgenden Objekte zu ersehen ist, sind diese als reine Bogenträger ohne statischen Zusammenhang der Fahrbahnkonstruktion ausgeführt, in welcher Hinsicht wohl ein großer Unterschied von den im vorigen Unterkapitel beschriebenen Objekten zu finden ist. Objekte dieser Art wären:

Brücke bei Belvedere, Illinois.[1]) Diese dient zur Überleitung einer zweigleisigen Straßenbahn über den Kishwaukee-Fluß und wurde von den Ingenieuren Lojgaard und Weston erbaut. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 106,75 m und besteht aus vier flachen Bogen von je 24,70 m Spannweite, deren innere Leibung aus einem Halbmesser von 25,40 m beschrieben ist. Der Pfeilerabstand von Mitte zu Mitte beträgt 25,70 m, die Pfeilhöhe 3,20 m. Die Bogen bestehen aus je zwei Rippen, deren

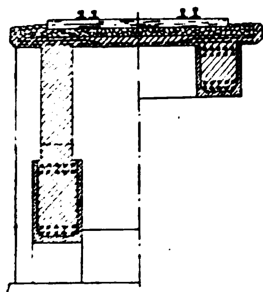


Abb. 274. Querschnitt der Brücke bei Belvedere.

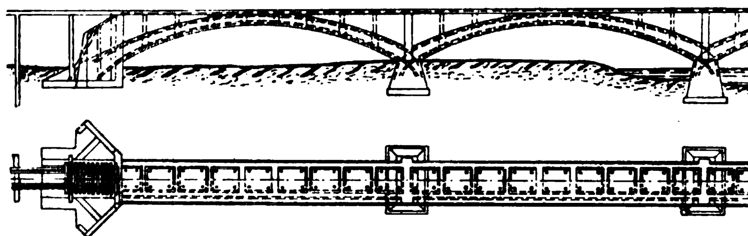


Abb. 275. Grundriß und Längsschnitt der Brücke bei Belvedere.

gegenseitiger Achsenabstand 2,70 m beträgt. Jede Rippe trägt eine 30 cm starke Betonwand, die sich über der Mittellinie der Rippe erhebt und oben wagerecht abgeglichen ist. Die beiden Rippen sind durch acht Querbalken versteift, die in gleichen Abständen angeordnet sind und 30 cm starke Querwände tragen, welche in gleicher Höhe mit der Bogenübermauerung abschließen und gemeinsam mit dieser die 4,27 m breite und 15 cm starke Fahrbahnplatte tragen, wie dies aus der Abb. 274 zu sehen ist. Der Betonkörper der Fahrbahn ist um 20 cm seitlich erhöht, um die Schwellenbettung zusammenzuhalten. Die Pfeiler der Brücke ruhen auf 3,90 m breiten, 6 m langen und 60 cm hohen Grundplatten. Ihre Breite beträgt am Fuße 3,30 m, am Widerlager

[1]) Zement u. Beton 1906, 15. Nov.

1,87 m, ihre Länge dementsprechend 2,78 m und 2,10 m. Sie wird von der Grundplatte bis zum Widerlager 2,55 bis 4,05 m hoch. Die Bogenübermauerung ist oberhalb der Pfeiler mit Ausdehnungsfugen versehen. Die Widerlager sind, wie Abb. 275 zeigt, ganz aus Eisenbeton. Die Ausführung geschah mittels eigener Eisenbetonformkästen, wie dies an anderer Stelle ausführlich beschrieben wurde. Die Armierung der Rippen besteht aus 22 mm starken Rundeisenstäben, die in zwei übereinander liegenden Reihen zu je fünf innerhalb der äußeren und inneren Leibung vorgesehen waren. Diese Stäbe waren ungefähr 18 cm lang und griffen an den Stoßenden ungefähr 90 cm übereinander und reichten bis tief in den Beton der Zwischenpfeiler und Widerlager. Außerdem waren 9,5 mm starke Bügel eingebettet, deren Abstand von 90 cm am Scheitel auf 30 cm am Auflager abnahm. In der Bogenübermauerung liegen 9,5 mm starke, wagerechte und senkrechte Rundeisen, deren gegenseitiger Abstand in beiden Richtungen 30 cm beträgt. Die Armierung der Fahrbahnplatte besteht aus 12,5 mm starken Rundeisen, die in Entfernungen von 13 cm angeordnet sind. Jeder zweite Stab steigt oberhalb der die Platte tragenden Übermauerung in den oberen Teil der Platte auf. Außerdem wurden zwölf Rundeisen von 9,5 mm Stärke in der Längsrichtung der Platte eingebettet. Die Abb. 276 gibt ein Lichtbild der fertigen Brücke.

Abb. 276. Brücke bei Belvedere.

Die Sandy Hill-Brücke über den Hudson River.[1]) Diese Brücke ist insofern von Interesse, als an sie nicht nur die Forderung einer äußerst raschen Herstellung, sondern auch die eines besonders schönen Aussehens geknüpft wurde. Die Bodengestaltung und die dortigen Wasserverhältnisse, welche den größten Teil des Jahres einen gleichmäßigen Wasserstand aufweisen, der felsige Untergrund, sowie die geringe Höhe der Fahrbahn über dem Wasserspiegel, dies alles führte zu einer Lösung der Brücke mit vielen und kleinen Öffnungen. Dieselbe hat eine Länge von 308 m und eine Fahrbahnbreite von 10,5 m. Sie besitzt 15 Öffnungen zu 18 m. Die Zwischenpfeiler sind 1,80 m stark am Anlauf. Der Fahrbahnkörper enthält eine Fahrstraße, ein Straßenbahngleis und einen Fußsteig. Die Höhe der Fahrbahn über Wasser beträgt 7,2 m. Der tragende Bogenquerschnitt löst sich in fünf Eisenbetonrippen und zwei Stirnwände und Rippen aus Quadern auf, die in Achsenentfernungen von 1,85 m angeordnet sind, wie dies auch die Abb. 277 zeigt. Die Bogenträger sind von rechteckigem Querschnitt, welche unter dem Gleis am Scheitel

Abb. 277. Querschnitt der Sandy Hill-Brücke.

[1]) Eng. News 1907, 9. Mai, S. 497.

52 × 90 cm, am Auflager 90 × 90 cm Stärke haben und unter dem anderen Straßenkörper von 35 × 80 cm am Scheitel auf 67 × 80 cm am Auflager anwachsen. Jeder

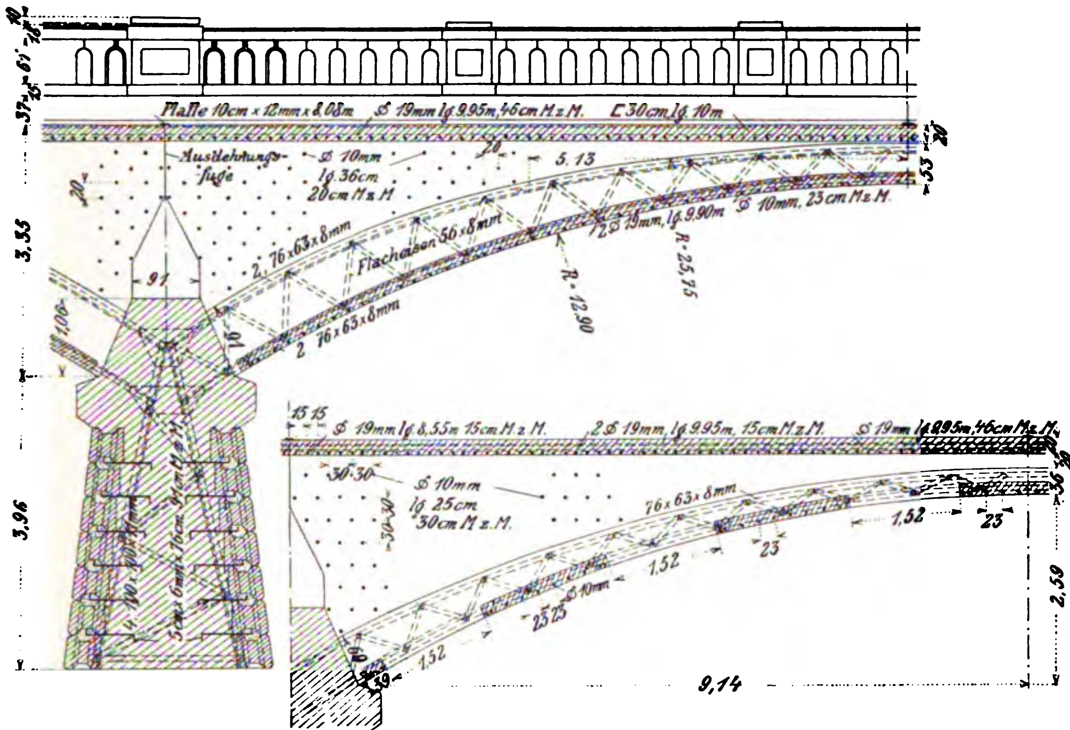


Abb. 278. Längsschnitte der Sandy Hill-Brücke.

Bogenträger ist mit einem Eisengerippe armiert, welches aus vier Winkeleisen von 75 × 62,5 × 8 mm Stärke besteht, die an allen vier Seiten mittels 56 × 8 mm starker

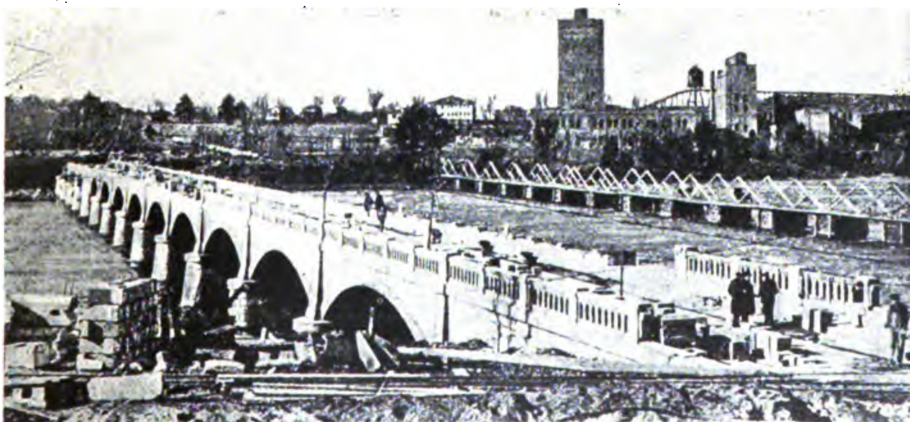


Abb. 279. Sandy Hill-Brücke.

Flacheisen vergittert sind. Wie aus der Abb. 278 zu entnehmen ist, sind auch die Zwischenpfeiler mit je vier Winkeleisen von 100 × 100 × 11 mm Stärke armiert, welche

in der Fluchtebene jeweiliger Eisenrippen der Bogen liegen und mit diesen durch geeignete Laschen verbunden sind.

Die Übermauerungen über den Rippen haben unter den Gleisen eine Stärke von 37,5 cm, unter der anderen Fahrbahn 30 cm. Sie sind stellenweise mittels wagerechter Thachereisen armiert, wie dies die Abb. 278 zeigt. Jede solche Übermauerung besitzt über jedem Zwischenpfeiler eine Ausdehnungsfuge. An der Unterkante der Träger läuft eine 15 cm starke Platte längs der inneren Leibung durch, welche unter den Gleisträgern bis knapp vor das Auflager reicht, unter den anderen Trägern auf je 1,5 m unterbrochen ist (Abb. 278). Die Fahrbahndecke ist mit 19 mm starken Thachereisen armiert, welche in Entfernungen von 15 cm angeordnet sind und mit den Blendsteinen in innigen Verband gebracht sind.

Diese Blendsteinverkleidung, welche sich auf sämtliche Außensichten erstreckt, besteht aus Steinen, welche sowohl in wagerechter als in senkrechter Richtung Kanäle von sechseckigem Querschnitt besitzen, in die dann Beton gegossen wird, und so mit den übrigen Betonkörpern ein zusammenhängendes Ganzes bilden. Außerdem sind diese am Mittelpfeiler durch eigens geformte Ankereisen mit dem Inneren verhängt, wie dies die Abb. 278 zeigt. Die in der Abb. 279 wiedergegebene Brücke wurde in der kurzen Zeit vom 1. März 1906 bis 4. Januar 1907 ausgeführt und kostete rund 80 000 Dollars.

Eisenbetonbogenbrücken zu Venice in Californien.[1]) Zwischen Venice und Playa del Rey in der Nähe von Los Angeles, Cal. wurden in letzter Zeit über

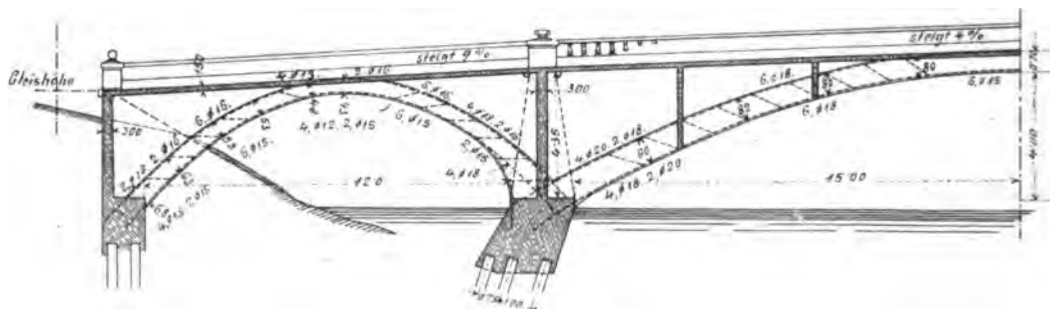


Abb. 280. Längsschnitt der Brücke zu Venice (Cal.).

eine Lagune drei Bogenbrücken von 60, 54 und 45 m Länge ausgeführt. Die größte ist eine Straßenbrücke von 4,8 m Breite, während die beiden anderen nur Fußsteige von 2,4 m Breite vorstellen. Die Straßenbrücke besteht aus einem mittleren nach einer Ellipse gekrümmten Bogen von 30 m Lichtweite und je einem anschließenden schwanenhalsförmig gekrümmten Bogen von 12 m Lichtweite, wie dies die Abb. 280 zeigt. Die Brücke besteht ihrem Gerippe nach aus drei gebogenen rechteckigen Balken, von denen die beiden äußeren 32 cm breit, der mittlere aber kräftiger, nämlich 60 cm breit, ausgeführt wurden. Auf diesen Balken befindet sich je eine 15 cm starke Eisenbetonwand, auf welcher die 15 cm starke Fahrbahnplatte aufruht, wie dies aus dem Querschnitt in der Abb. 281 zu sehen ist. Die Widerlager sind aus Stampfbeton unter Wasser, während über Wasser eine 30 cm starke Eisenbetonmauer errichtet wurde zur besseren Versteifung der drei Längswände. Die Armierung ist aus der Abb. 280 zu entnehmen und besteht aus Rundeisen, welche teil-

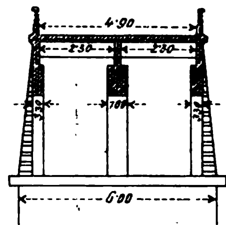


Abb. 281. Querschnitt der Brücke zu Venice.

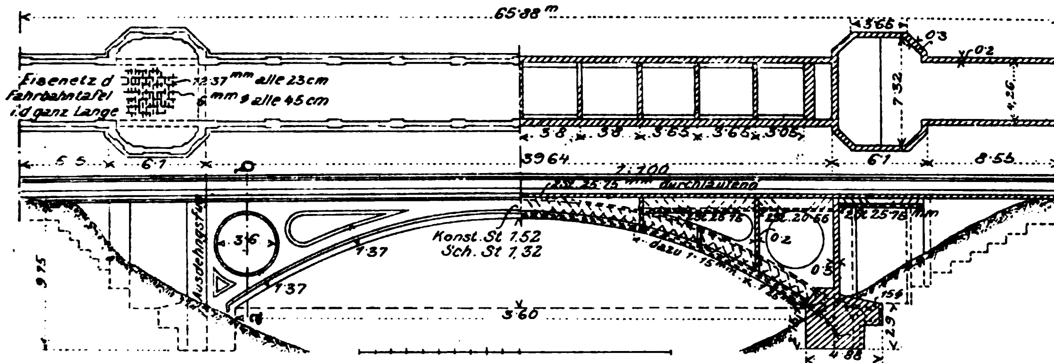
[1]) Eng. News 1907, 29. August, S. 234.

weise unter 45° von der inneren Leibung gegen den Bogenrücken abgebogen erscheinen. Die Fahrbahn steigt in den beiden Randöffnungen 7 vH., in der Mittelöffnung 4 vH. gegen die Mitte. Die Abb. 282 gibt ein Lichtbild der Straßenbrücke.



Abb. 282. Brücke zu Venice (Cal.).

Ein anderes Objekt, bei dem aber schon die Längswände nach Kreisen ausgehöhlt sind, ist die neue Fußgängerbrücke im Lake Park der Stadt Milwaukee, Wisconsin.[1]) Diese von der Newton Engineering Co., Milwaukee entworfene und ausgeführte Brücke ist auch insofern von Interesse, als auch die Zugänge zur Brücke aus



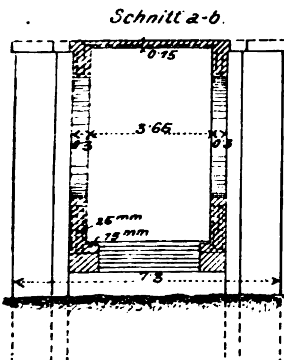


Abb. 283. Schnitte der Lake Parkbrücke.

Fahrbahntafeln in Eisenbeton bestehen, die getragen werden durch Stirnmauern aus Stampfbeton, in welche zur Vermeidung von Frostrissen ungefähr alle 30 bis 40 cm 6 mm starke Eisenstäbe eingebettet sind, wie dies auch aus der Abb. 283 zu ersehen ist. Die Spannweite beträgt 35,4 m, der Pfeil ist $^1/_6$ bis $^1/_7$, und der an den Auflagern eingespannte Bogen ist berechnet für rund 400 kg/m² Menschengedränge. Da die Tragfähigkeit des Bodens nicht als sehr zuverlässig angesehen werden konnte, anderseits aber die Standfestigkeit von der Unbeweglichkeit der Widerlager abhing, wurde eine sehr niedrige Beanspruchung von 1 kg/cm² als höchste zulässige Pressung zugrunde gelegt. Um die Widerlager außerdem nicht zu schwer zu machen, wurde die Masse des Überbaues

[1]) Eng. Record 1905, 25. Nov., u. Deutsche Bauztg., Zementbeilage 1906, Nr. 3.

auf ein Mindestmaß herabgesetzt, so daß die gewählte Form, die Fahrbahnplatte durch zwei Bogenrippen getragen, den Bedingungen am besten entsprach. Diese beiden Bogenrippen haben einen Querschnitt von je 30 × 135 cm mit einer Randversteifung längs der inneren Kante der unteren Leibung von 23 × 23 cm, die auch den Zweck hat, den Bogen für das Auge etwas massiger erscheinen zu lassen. Diese Rippen sind in Zwischenräumen von ungefähr 3,6 m durch Quermauern oder Träger gegeneinander versteift; die ebenfalls in Eisenbeton hergestellten Stirnmauern setzen sich über dem Bogen in gleicher Stärke bis zur Decke fort. Die Armierungen in den Bogen bestehen aus je zwei Eisenstäben von 25 × 75 mm Querschnitt (System Kahn), die, an ihren Enden (etwa alle 9 m) fest miteinander durch Spannmuttern verbunden, fortlaufend durch den ganzen Bogen parallel zu beiden Leibungen geführt sind. Die weitere



Abb. 284. Fußgängerbrücke im Lake Park.

Armierung ist aus der Abb. 283 ersichtlich. Die Brücke enthält rund 7185 kg Kahneisen und 1185 kg gewöhnliche Rundeisen auf rund 490 m³ Beton. Ihre Gesamtkosten stellten sich auf rund 30 000 Mark. Die Abb. 284 zeigt die Brücke im fertigen Zustande.

2. Bogenbalken mit aufgesetzten Eisenbetonpfeilern.

Eine ganze Reihe von Bogenbrücken wurde so ausgeführt, daß auf den Bogenträgern einzelne Eisenbetonsäulen aufgesetzt sind, die die Fahrbahnkonstruktion tragen. Derartige Objekte wären:

Wegüberführung in km 23,4 der Linie Donauwörth—Treuchtlingen in der Nähe der Station Otting.[1])

Dieses Bauwerk bezweckt die Überführung eines rund 4,5 m breiten Feldweges, welcher den an dieser Stelle etwa 12,5 m hohen Bahneinschnitt unter einem Winkel von 68,5° kreuzt. Der im Einschnitt zutage tretende gute Fels legte den Bau einer Bogenbrücke nahe, und so entstand die in der Abb. 285 im Längs- und Querschnitt sowie Grundriß dargestellte Gesamtanordnung. Die Bogenöffnung besteht aus zwei getrennten Balken, auf welche die Last der Fahrbahn durch einzelne, im Abstande von

[1]) Deutsche Bauztg., Zementbeilage 1907. Nr. 3, S. 9.

rund 2,7 m stehende Pfeiler übertragen wird; aus Schönheitsgründen wurden Bogen sowie Pfeiler nach dem Winkel der Bahnachse versetzt angeordnet. An den bogenförmigen mittleren Teil schließen sich zu beiden Seiten Balkenträger an, deren Funda-

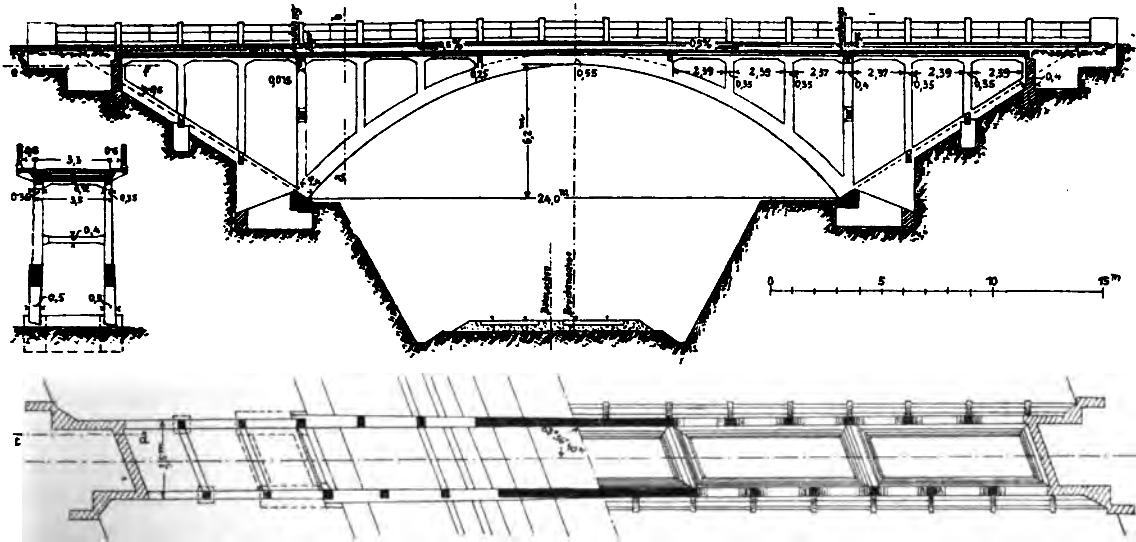


Abb. 285. Schnitte der Überfahrtbrücke bei Otting.

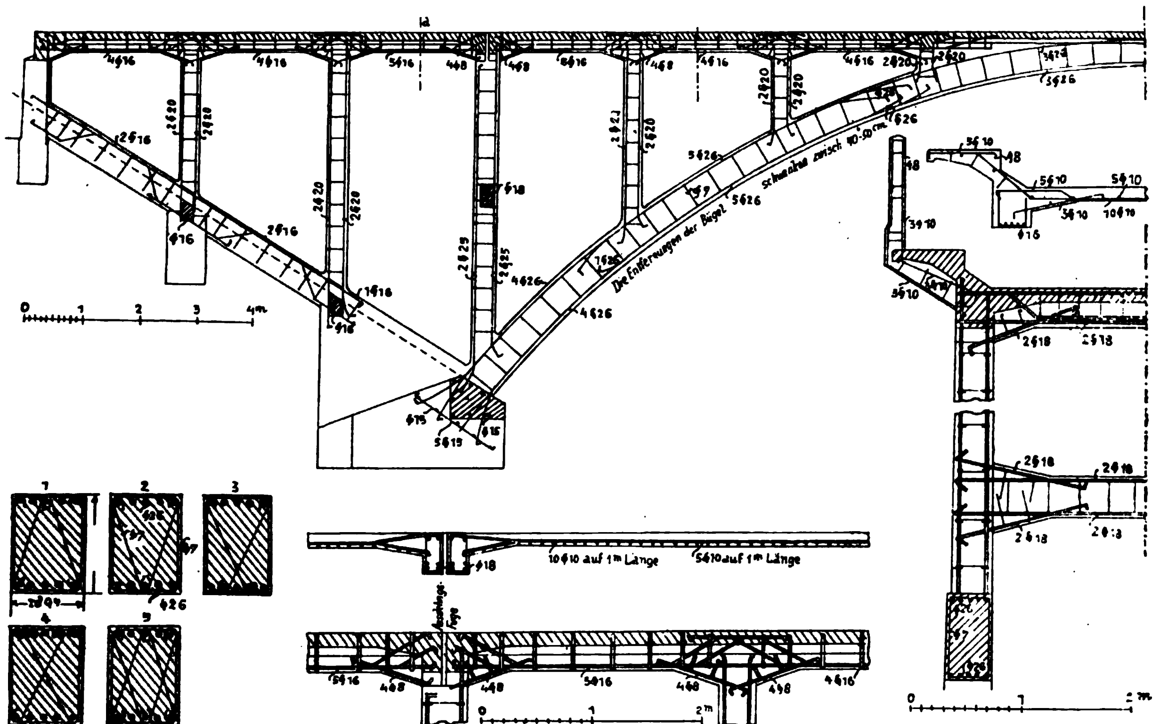


Abb. 286. Armierungspläne der Überfahrtbrücke bei Otting.

mente unter sich und mit dem Bogenwiderlager durch mehrere in der Böschung liegende Eisenbetonbalken verbunden sind. Die Bogenbalken besitzen eine Lichtweite von 24 m und einen lichten Pfeil von 6,2 m; die Bogenform entspricht als Korbbogen mit ganz

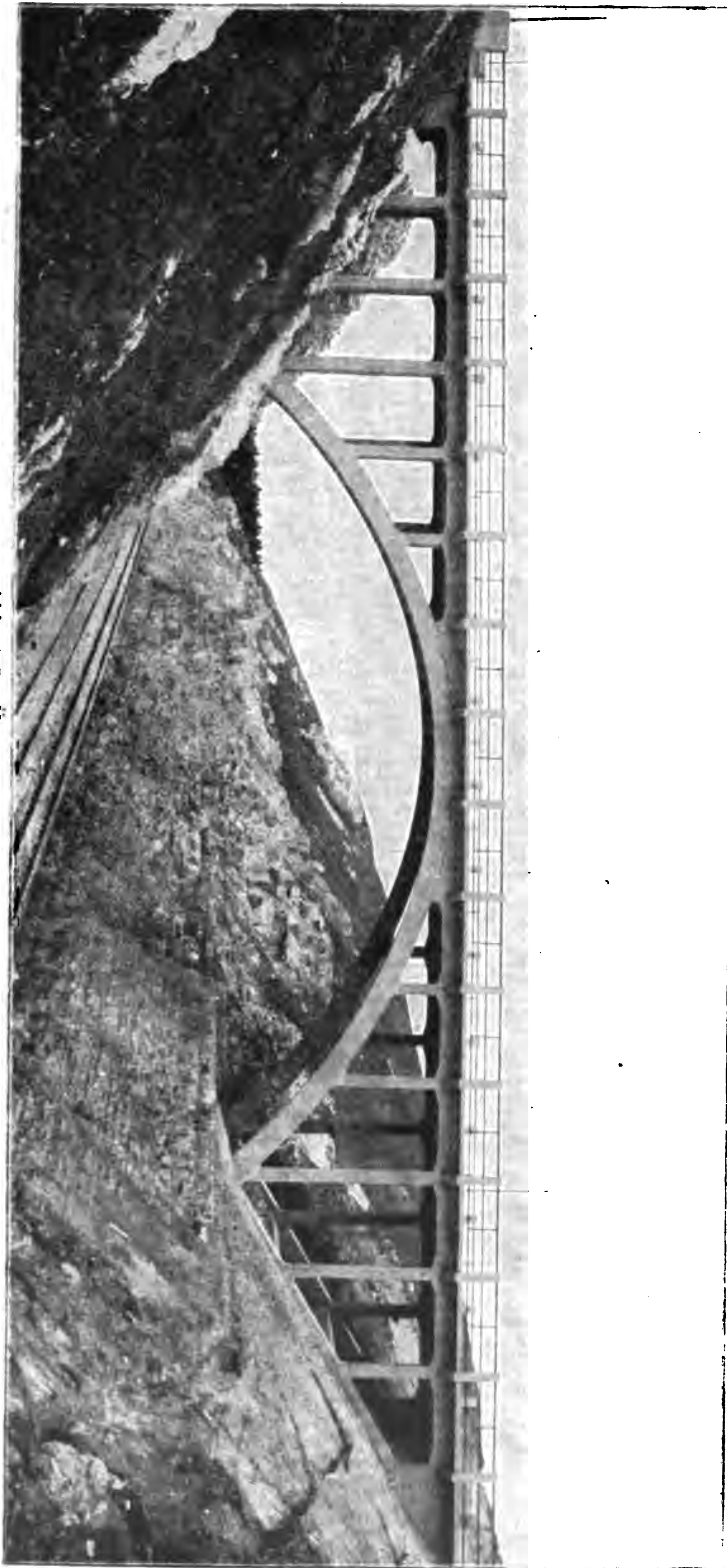


Abb. 287 Überfahrtbrücke bei Otting.

geringen Abweichungen der Drucklinie für den Normalbelastungsfall. Der Querschnitt wächst allmählich von 35 × 55 cm im Scheitel auf 50 × 70 cm im Kämpfer an. Die 12 cm starke Fahrbahnplatte trägt den gepflasterten 3,3 m breiten Fahrweg, von welchem beiderseits die 60 cm breiten Fußwege konsolartig auskragen: die gesamte Brückentafel wurde mit Rücksicht auf die Temperaturwirkungen durch zwei über den Kämpfern liegende Ausdehnungsfugen in drei voneinander unabhängige Teile zerlegt. Je ein kräftiger Querrahmen über den Bogenwiderlagern hat die Wirkung der wagerechten Kräfte, besonders die des Winddrucks, zu übernehmen. Die Brücke erhielt gegen die Kämpfer zu einen schwachen Anlauf, um die Standfestigkeit des im Verhältnis zu seiner Höhe sehr schmalen Bauwerks zu vergrößern. Der statischen Berechnung wurde ein 4 t schwerer Wagen und 360 bezw. 540 kg/m² gleichmäßige Belastung zugrunde gelegt. Die Armierung des Bogens (Abb. 286) besteht aus oben und unten symmetrisch zur Achse gelagerten Rundeisen,

und zwar am Scheitel je drei mit 26 mm Durchmesser, gegen die Mitte zu wachsend auf je fünf zu 26 mm, welche gegen den Kämpfer wieder auf je vier zu 26 mm Durchmesser abnehmen. Die größte Beanspruchung tritt bei einseitiger Vollbelastung ungefähr im Bogenviertel auf und beträgt im Beton rund 38 kg/cm² Druck und 9 kg/cm² Zug, im Eisen 531 kg/cm² Druck und 97 kg/cm² Zug. Auf die Bügelarmierung wurde große Sorgfalt verwendet, und es wurden die Bügel bei gegenseitiger Entfernung von 40 bis 50 cm in aufeinander folgenden Querschnitten des Bogens in verschiedener Weise (Abb. 286), und zwar derart angeordnet, daß die Eisen nicht nur am Umfang entlang, sondern auch diagonal verbunden sind, womit erreicht wird, daß ein Nachgeben eines Rundeisens in irgend einer Richtung verhindert und der Beton allseitig fest umschnürt wird. Die Fahrbahn wurde gekreuzt armiert, und zwar in der Querrichtung mit zehn Eisen von 10 mm Durchmesser auf 1 m Länge, in der Längsrichtung mit fünf zu 10 mm und zweimal drei zu 8 mm in den Diagonalen. Ein Teil des Eisens wurde hochgezogen, um zugleich die Armierung der Fußwegplatte zu bilden, wie dies näher aus der Abb. 286 zu ersehen ist. Die gesamte Eisenbetonkonstruktion wurde im Mischungsverhältnis 1 : 1,5 bis 1 : 5 hergestellt. Die Eisenbetonarbeiten konnten rasch vorgetrieben werden; so wurde jeder Bogenbalken, nachdem das Eisengerippe vorher verlegt war, in einem Tage betoniert, die Pfeiler nahmen zwei, die Fahrbahn fünf Tage in Anspruch. Die Abb. 287 gibt das fertige Bauwerk im Lichtbilde. Die oberste Bauleitung lag in den Händen der Königlichen Eisenbahnbausektion Donauwörth; die Pläne und die Ausführung stammen von der Firma Gebr. Rank in München.

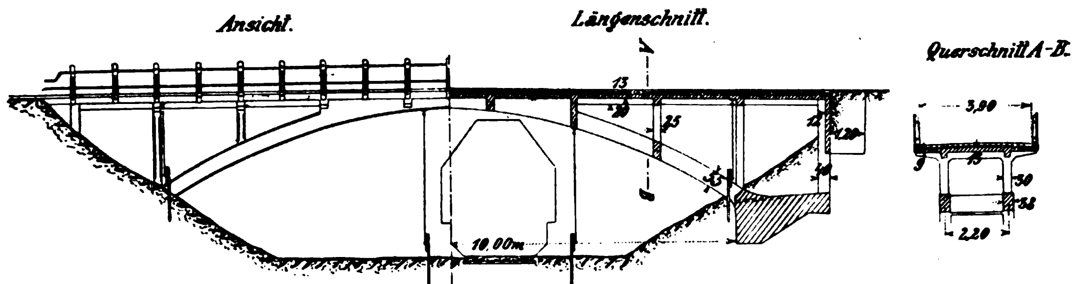


Abb. 288. Schnitte der Überfahrtbrücken der Linie Maastricht—Aken.

Einige diesem Objekt ähnliche sind die Überfahrtbrücken in km 15,630, 17,660, 18,309 und 23,756 der Linie Maastricht—Aken.[1]) Wie aus der Abb. 288 zu ersehen ist, besitzt ein solches Objekt eine lichte Breite zwischen den Geländern von 3,90 m und eine gesamte Länge von 26,24 m. Die Lichtweite des Bogens beträgt 20 m. Die tragende Bogenkonstruktion besteht aus zwei Bogenbalken in Entfernungen von 2,20 m. Die Breite dieser Balken ist durchweg 38 cm, während die Höhe von 50 cm am Scheitel auf 55 cm am Auflager zunimmt. Im mittleren Drittel des


Abb. 289. Überfahrtbrücke der Linie Maastricht-Aken.

[1]) De Ingenieur. 1907, 22. Juni S. 473.

Bogens ruht die Fahrbahnplatte direkt auf den Bogenbalken auf, während sie in den äußeren Bogendritteln, wo sie als Plattenbalkenkonstruktion ausgebildet ist, mittels 25 × 30 cm starker Eisenbetonsäulen ihren Druck auf die Bogenbalken überträgt. Die anderen Einzelheiten der baulichen Anlage sind aus der Abb. 288 zu ersehen, während die Abb. 289 ein Lichtbild eines dieser Objekte wiedergibt. Ferner sind Objekte derselben Art in Rußland ausgeführt worden und zwar zeigt die Abb. 290 ein solches Objekt in Blagodatnov, die Abb. 291 die Brücke über den Bach Kamennovakaïa bei Jekaterinoslaw, wobei die bestehenden Pfeiler, welche der Auflagerung einer früheren Holzbrücke dienten, benutzt wurden. Die Lichtweite jeder der drei Öffnungen beträgt 15 m.



Abb. 290. Straßenbrücke in Blagodatnov (Rußland).



Abb. 291. Straßenbrücke über die Kamennovakaïa.

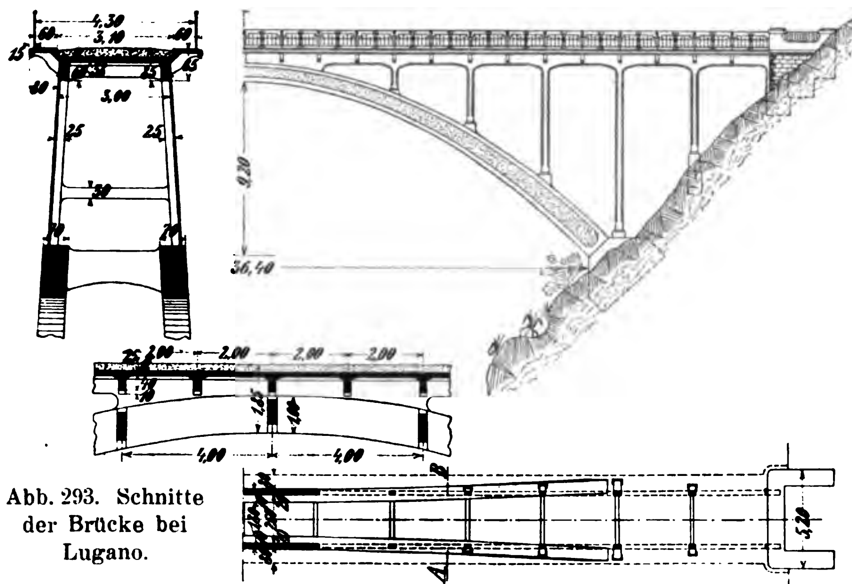
Ebenso gibt die Abb. 292 das Lichtbild der Brücke zu Golbardo in der spanischen Provinz Santander. Dieselbe besteht aus zwei Bogenbalken von 30 m Lichtweite, welche gegenseitig durch wagerechte Balken versteift sind. Ihre Armierung besteht aus steifen Eisenprofilen nach dem System Ribera.

In ähnlicher Weise wurde die Straßenbrücke bei Lugano ausgeführt, welche nach dem System Luipold konstruiert ist. Sie hat eine Lichtweite von 36,40 m und besteht ihrem Wesen nach aus zwei Bogenträgern, welche eine Breite von 70 cm, eine Scheitelstärke von 100 und eine Kämpferstärke von 170 cm besitzen. In Entfernungen von 4 m sind diese Bogenträger gegenseitig durch Rippen

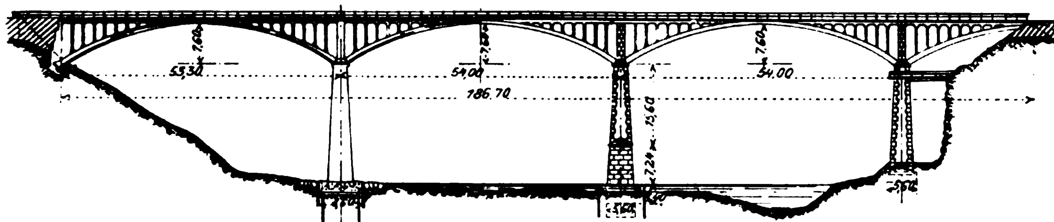


Abb. 292. Brücke zu Golbardo in Spanien.

abgesteift. Die Bogenträger tragen außerdem ebenfalls in Entfernungen von 4 m Eisenbetonständer, welche durch Querrippen zu festen Rahmen ausgebildet wurden, die hinwiederum die Fahrbahnkonstruktion tragen. Diese besteht aus den Hauptträgern, welche auf den Säulen aufruhen, aus Querträgern, welche in Entfernungen von je 2 m in die Hauptträger einmünden, und aus der 12 cm starken Platte. Die Brückenbreite beträgt 4,30 m, wovon 3,10 m auf die eigentliche Fahrbahn und je 60 cm auf die beiderseitigen Fußsteige entfallen, welche mittels Konsolen mit den Hauptträgern der Fahrbahn zusammenhängen. Die Abb. 293 zeigt Längs- und Querschnitte dieser Brücke.


Abb. 293. Schnitte der Brücke bei Lugano.

Eine ganz eigenartige Ausbildung erfuhr die Straßenbrücke bei Pyrimont[1]). Der Ausführung dieser über die Rhône gespannten Bogenbrücke, welche einen lang gehegten Wunsch der dortigen Bevölkerung in Erfüllung brachte, da auf eine Länge von 18 km zwischen den Ortschaften Seyssel und Bellegarde sich keine Brücke befand, setzten sich große Schwierigkeiten entgegen. Einesteils waren es die steilen Ufer des tief eingeschnittenen Rhônetals als auch die schlechten Untergrundverhältnisse sowie das starke Gefälle des Flusses, aber hauptsächlich die viel zu geringe Bausumme, die für einen Brückenbau an dortiger Stelle zur Verfügung stand, welche den Bau verzögerten. Nach langen Studien blieb der Entwurf einer Eisenbetonbogenbrücke nach dem Plane des Herrn de Mollins Sieger, welcher auch von der Gesellschaft La Grenobloise


Abb. 294. Längsschnitt und Ansicht der Brücke bei Pyrimont.

um den Betrag von 180000 Fr. erstanden wurde, welcher Betrag sich aber hauptsächlich infolge der schwierigen Gründungsverhältnisse der Zwischenpfeiler auf 212 200 Fr. erhöhte. Wie aus der Abb. 294 ersichtlich, besteht diese Brücke aus drei Kreissegmentöffnungen von 51,50 m Lichtweite und einer auf der Ainseite gelegenen Halböffnung. Die letztere war dadurch begründet, daß der auf der Ainseite befindliche Zwischen-

[1]) Schweizerische Bauzeitung 1907, 7. Dez., S. 287.

pfeiler nicht in das daselbst tiefe Rhônebett, sondern auf eine in der Ufernähe befindliche Felsnase zu stehen kam. Die beiden anderen Zwischenpfeiler wurden mittels Luftdrucks gegründet, und ihre Ausführung bot große Schwierigkeiten. Die einzelnen Bogen sind in die Zwischenpfeiler und Endwiderlager eingespannt, und besteht der Brückenquerschnitt eigentlich aus zwei Balken, welche in dem Teile gegen das Widerlager auf ihrer Unterseite, am Scheitel auf ihrer Oberseite mit einer Eisenbetonplatte verbunden sind, so zwar, daß diese statisch mitwirkt. Diese Bogenbalken sind 40 cm breit und verbreitern sich knapp vor dem Auflager auf 75 cm (Abb. 295). Ihre Höhe beträgt am Auflager 100, am Scheitel 60 cm. Die Eisen-

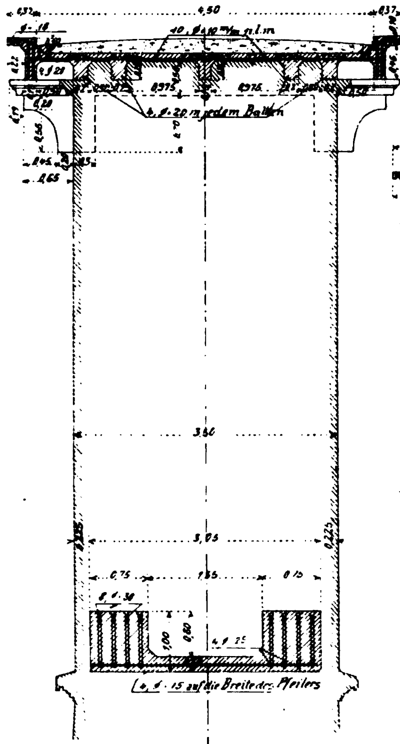


Abb. 295. Querschnitt durch einen Zwischenpfeiler.

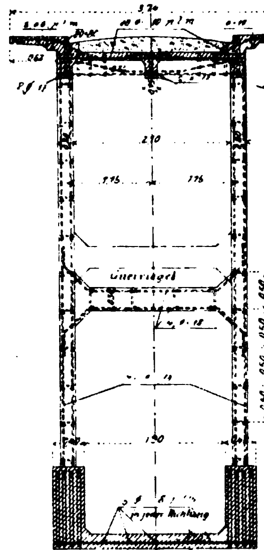


Abb. 296. Querschnitt zwischen den ersten 2 Fahrbahnsäulen.

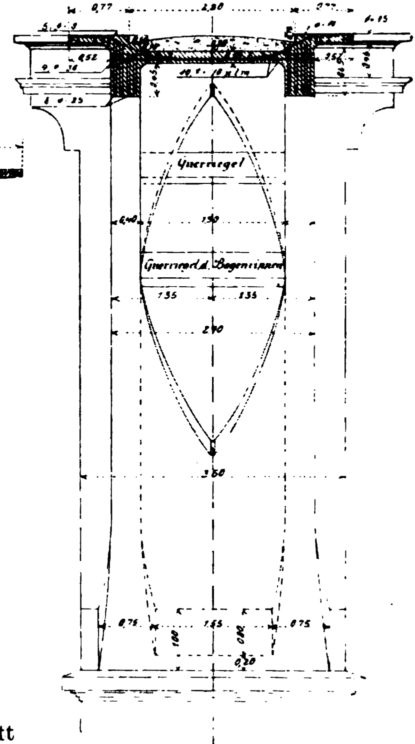


Abb. 297. Scheitelquerschnitt.

Straßenbrücke zu Pyrimont.

betonplatte, welche diese beiden Bogenbalken stellenweise verbindet, ist 15 cm stark; ihre Anordnung ist aus den Abb. 295, 296 und 297 zu ersehen. Die Armierung der Bogenbalken besteht aus acht 30 mm starken Rundeisen, welche an der oberen Fläche derselben eingebettet sind, und vier 25 mm starken Rundeisen, welche an der unteren Begrenzung angeordnet sind. Die weiteren Armierungen sind aus den zuletzt genannten Abbildungen zu ersehen. Die größte Betondruckspannung beträgt 34 kg/cm² und Zugspannung des Eisens 1046 kg/cm². Die Fahrbahn besteht aus einer 10 cm starken Eisenbetonplatte, welche durch Quer- und Längsträger getragen wird, die wieder auf schwachen Eisenbetonsäulen aufruhen. Die Fahrbahnkonstruktion wurde für einen 6 t schweren Wagen und eine gleichmäßig verteilte Last von 200 kg/m² ausgebildet. Die Breite der Brücke zwischen den Pfeilern ist 3,74 m, wovon je 77 cm auf den beiderseits angeordneten Fußsteig entfallen.

Von Interesse ist auch die Ausbildung der Fahrbahn, um auf dieser 187 m langen Brücke das Kreuzen von Wagen zu ermöglichen. Zu diesem Zwecke wurde die Fahrbahn oberhalb der Zwischenpfeiler in einer Länge von 10 m auf 5,24 m verbreitert, wovon 4,5 m auf die eigentliche Straßenfahrbahn entfallen, wie dies in der Abb. 297 zu sehen ist. Diese Verbreiterung wurde durch Konsolen herbeigeführt und war auch nur in Eisenbeton möglich. Die Fahrbahn besitzt 28 Ausdehnungsfugen, welche mit Goudron vergossen sind. Diese in der Abb. 298 im Lichtbilde ersichtliche Brücke wurde am 23. und 24. Mai 1907 einer strengen Belastungsprobe unterzogen, welche vollkommen zufriedenstellende Formänderungen ergab.



Abb. 298. Brücke von Pyrimont.

In ähnlicher Art wurden aber auch Bogenbrücken mit mehr als zwei Bogenbalken ausgeführt. So der Viadukt bei Fabriano.[1])

Dieses bedeutende Kunstwerk wurde von der Firma Marcelle u. Co. in Bologna ausgeführt. Der Viadukt, welcher in seinem mittleren Teile mehr als 20 m über dem Grunde des Wildbaches Giano hoch ist, dient für eine neue Zugangsstraße zum Bahnhofe und besteht aus vier Bogen, zwei mittleren von 25,90 m Spannweite und 8,20 m Pfeil und zwei seitlichen mit 9,20 m Spannweite und 4 m Pfeil. Die ganze Länge des Objektes beträgt 108 m, die Breite 9,40 m, wovon 7 m auf die Fahrbahn und je 1,20 m auf die Fußsteige entfallen.

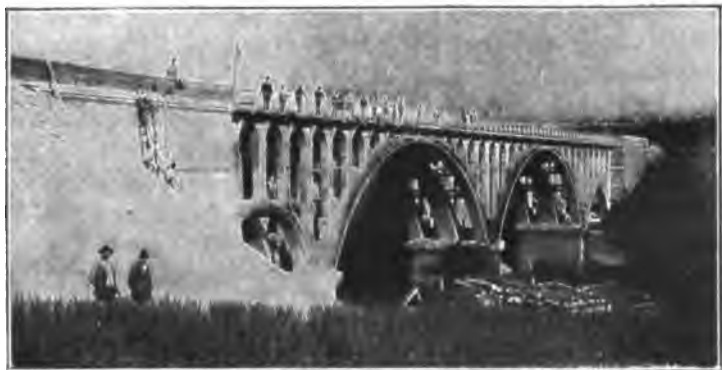


Abb. 299. Viadukt bei Fabriano.

Jede Öffnung ist aus drei großen Bogenbalken zusammengesetzt; der mittlere ist am Kämpfer 1,80 m, am Scheitel 1,40 m breit; die seitlichen am Kämpfer 1,40 m, am Scheitel 0,90 m. Diese Bogenbalken sind durch vergitterte Versteifungen miteinander verbunden und weisen im Scheitel eine Gewölbestärke von 65 cm und an den Kämpfern

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft X, S. 245.

von 1 m auf. Alle Bogenbalken sind sehr steif in die Widerlager eingelassen, wo eine Eisenbetonplatte von 20 cm Dicke für die gleichmäßige Verteilung der Last aufgelegt ist.

Auf den Bogenbalken, in Abständen von 2,40 m zwischen ihren Achsen, erheben sich Pfeiler von 0,60 × 0,60 m Stärke, welche oberhalb mittels Architrave miteinander verbunden sind, die ihrerseits in die die Fußsteige tragenden Konsolen endigen. Zwischen den einzelnen Architraven sind kleine Gewölbe von 15 cm Stärke angebracht, die die Straßenfläche tragen. Die Bogen sind mit Rundeisen armiert und haben ein oberes und ein unteres Netzwerk und überdies eine Reihe Gitterverbindungen aus 5 mm starken Rundeisen. Die Abb. 299 gibt ein Lichtbild dieses Objektes.

Die Straßenbrücke über den Temesfluß in Örményes (Ungarn). Diese im Zuge der Staatsstraße Lugos—Orsova befindliche Brücke besitzt zwei Öffnungen von je 30 m Lichtweite und 6,7 m Pfeil. Wie aus der Abb. 300 zu ersehen ist, besteht

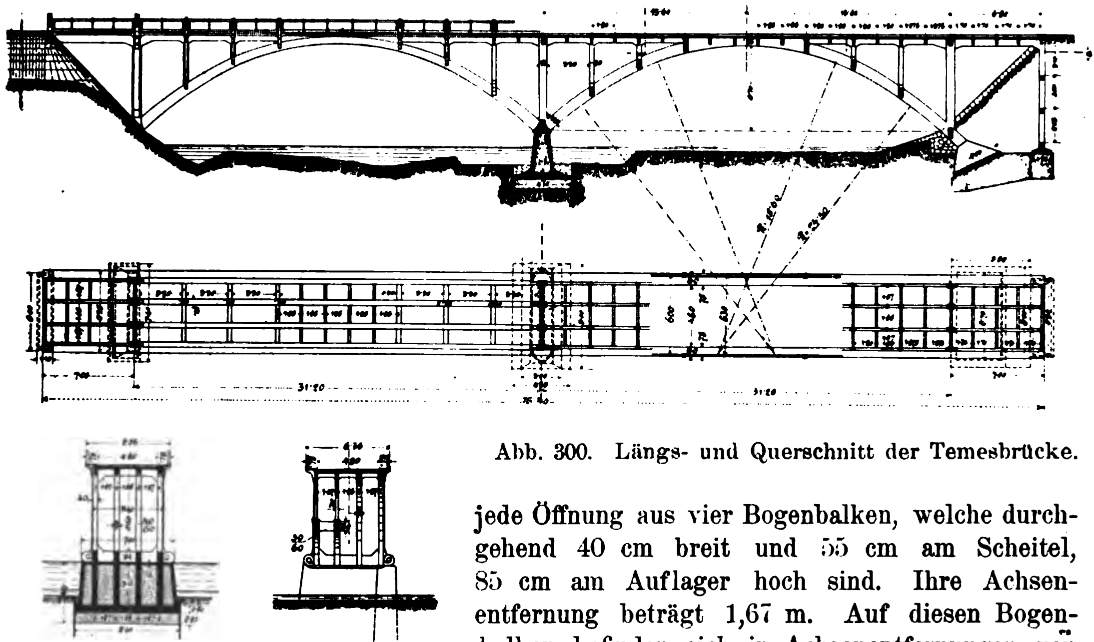


Abb. 300. Längs- und Querschnitt der Temesbrücke.

jede Öffnung aus vier Bogenbalken, welche durchgehend 40 cm breit und 55 cm am Scheitel, 85 cm am Auflager hoch sind. Ihre Achsenentfernung beträgt 1,67 m. Auf diesen Bogenbalken befinden sich in Achsenentfernungen von rund 3,60 m Eisenbetonpfeiler von 30 × 30 cm Querschnitt, welche die Eisenbetonfahrbahn tragen, die aus der Platte, Quer- und Nebenträgern besteht. Die Armierung der Bogenbalken besteht aus Rundeisen von 25 mm Stärke, und sind die Einzelheiten derselben aus der Abb. 13 der Tafel I zu ersehen. Zu erwähnen wäre bei dieser Brücke die Ausbildung der Widerlager und des Zwischenpfeilers in Eisenbeton; erstere ruhen auf einer gemeinsamen Eisenbetonplatte auf und stellen eine Art verlorenes Widerlager dar, wie dies die Abb. 300 zeigt. Bei der Ausführung dieser Brücke wurde mangels brauchbaren Holzes die Schalung auf Eisenbetonpfählen von 40 cm Durchmesser gestützt. Hergestellt wurde dieses Objekt von Prof. Dr. Zielinski. Von demselben Herrn wurde auch eine Eisenbahnbrücke in Fogaras ausgeführt, welche insofern von Interesse ist, als das Gleis in einer Krümmung von 250 m Halbmesser liegt. Wie die Abb. 301 zeigt, besteht der Hauptbogen von 36 m Lichtweite aus zwei Bogenbalken, welche nach einer parabelförmig überhöhten Linie geformt sind, und welche vom Scheitel gegen das Auflager einen starken Anzug besitzen, wie dies der Querschnitt der letzten Abbildung zeigt.

In mehr oder weniger ähnlicher Weise hat die Betonbauunternehmung Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg eine größere Anzahl von Bogenbalkenbrücken in Galizien ausgeführt. So die Straßenbrücke in Trembowla. Diese Brücke besitzt, wie

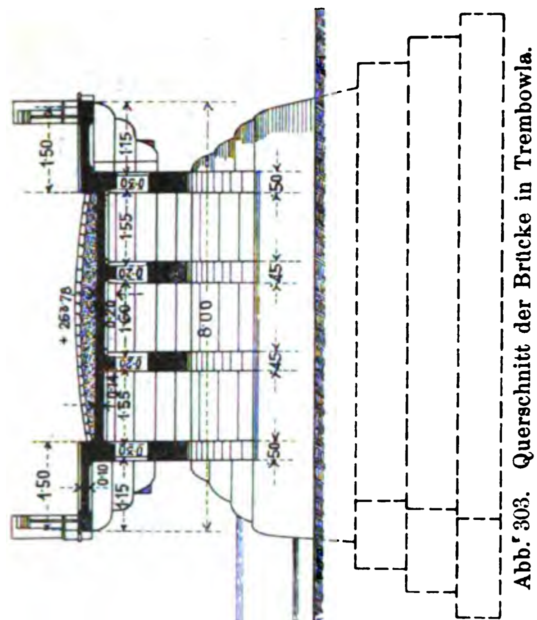


Abb. 303. Querschnitt der Brücke in Trembowla.

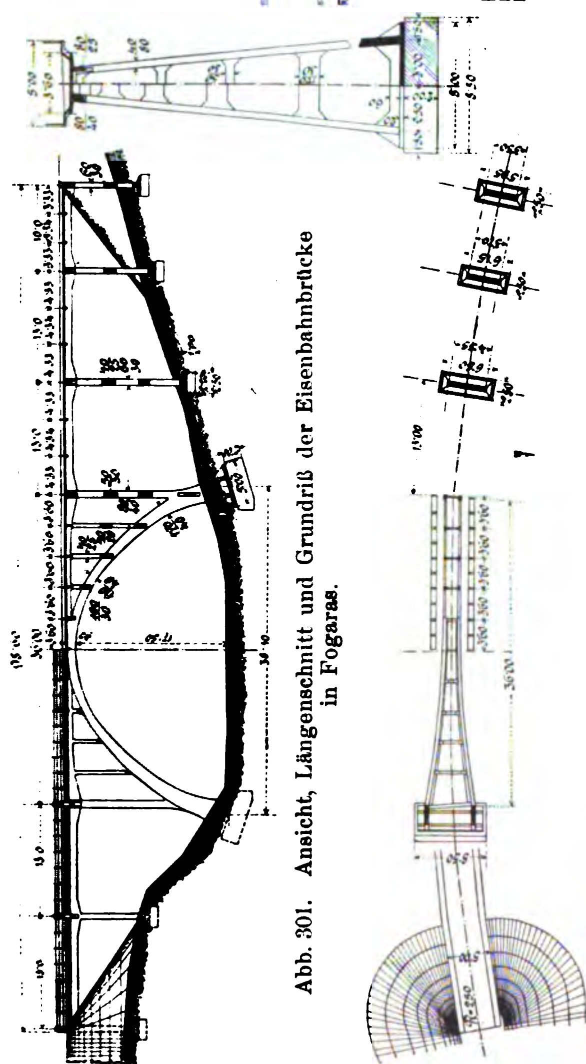


Abb. 301. Ansicht, Längenschnitt und Grundriß der Eisenbahnbrücke in Fogaras.

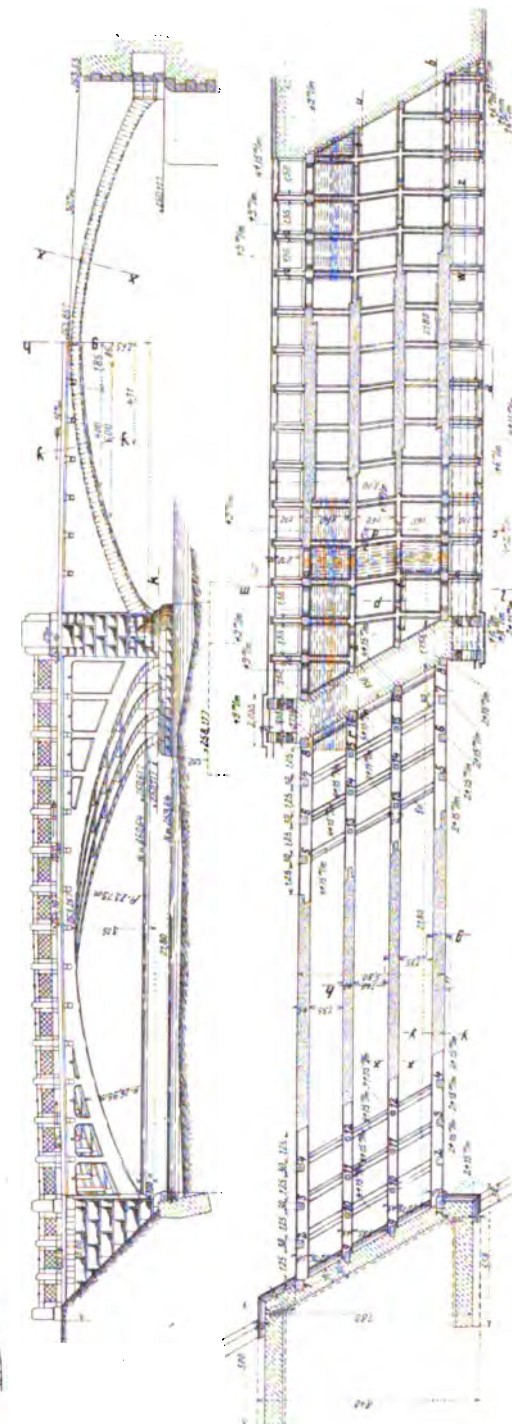


Abb. 302. Ansicht, Längenschnitt und Grundriß der Brücke in Trembowla.

aus der Abb. 302 zu entnehmen ist, zwei Öffnungen von 21,80 m Lichtweite und ist schief. Sie besteht aus vier Bogenbalken, von denen die beiden mittleren 40 cm im Scheitel und 45 cm am Auflager breit sind, während die beiden anderen 45 bezw. 50 cm Breite haben. Ihre Höhe nimmt von 59 cm am Scheitel auf 70 cm am Auflager zu. In Abständen von 1,40 m befinden sich Eisenbetonpfeiler und darüber auch Querriegel zwischen den einzelnen Bogenbalken. Auf diesen Pfeilern ruht die Fahrbahntafel auf, welche eine Breite von 8 m besitzt, wovon je 1,50 m auf die beiderseits angeordneten, auf Konsolen ruhenden Fußsteige entfallen (Abb. 303). Die Bogenbalken sind in das Widerlagermauerwerk eingespannt (Schnitt t u der Abb. 304), ebenso am Mittelpfeiler (Schnitt r s der Abb. 304). Die Armierung dieser Balken ist

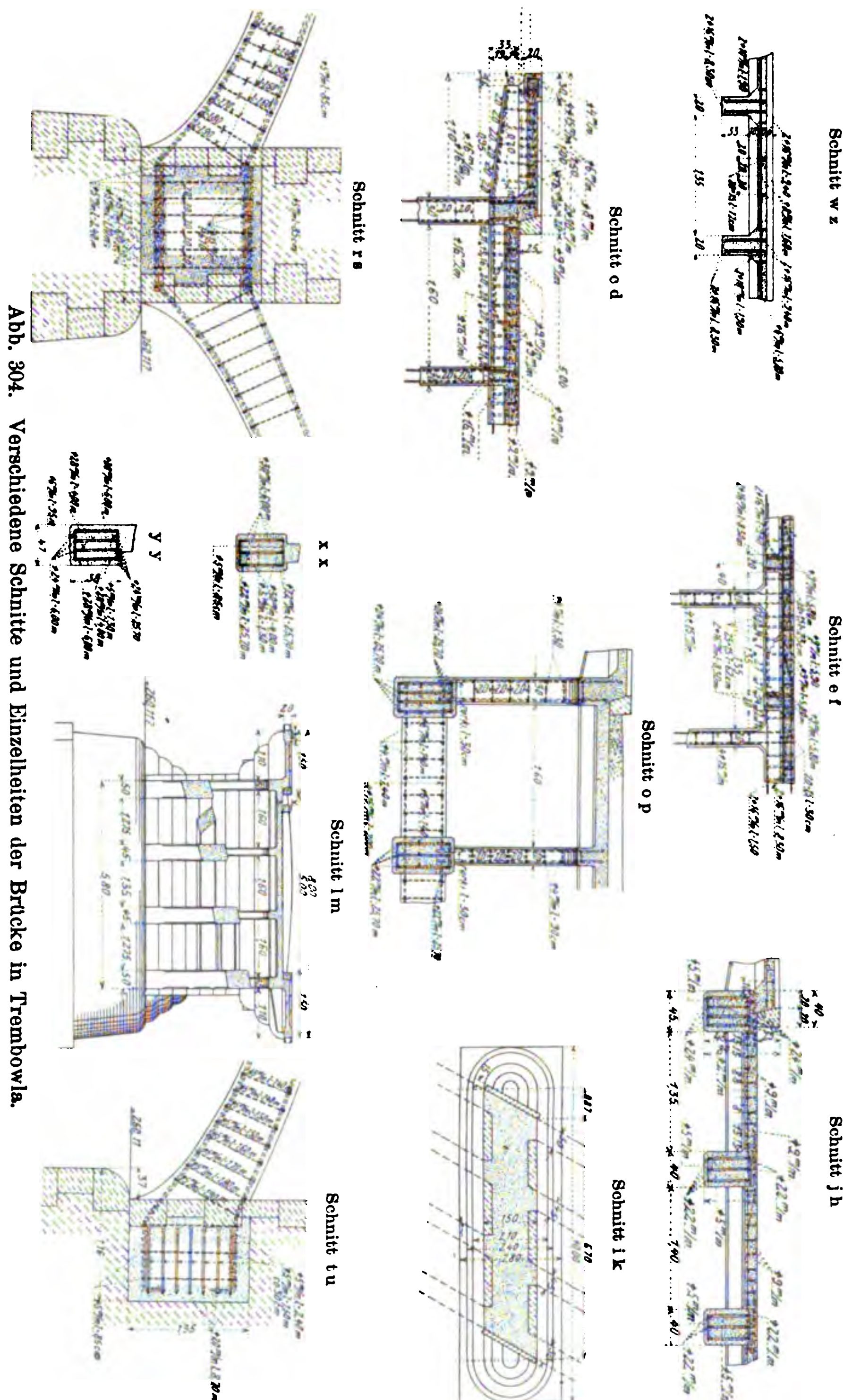


Abb. 304. Verschiedene Schnitte und Einzelheiten der Brücke in Trembowla.

symmetrisch angeordnet, und zwar besitzen die beiden mittleren Bogenbalken oben und unten je sechs Stück 22 mm starke Rundeisen, die beiden äußeren acht Stück 24 mm starke Rundeisen. In der Bruchfuge (Abb. 302 sowie die Schnitte x x und y y der Abb. 304)



Abb. 305. Brücke in Trembowla.

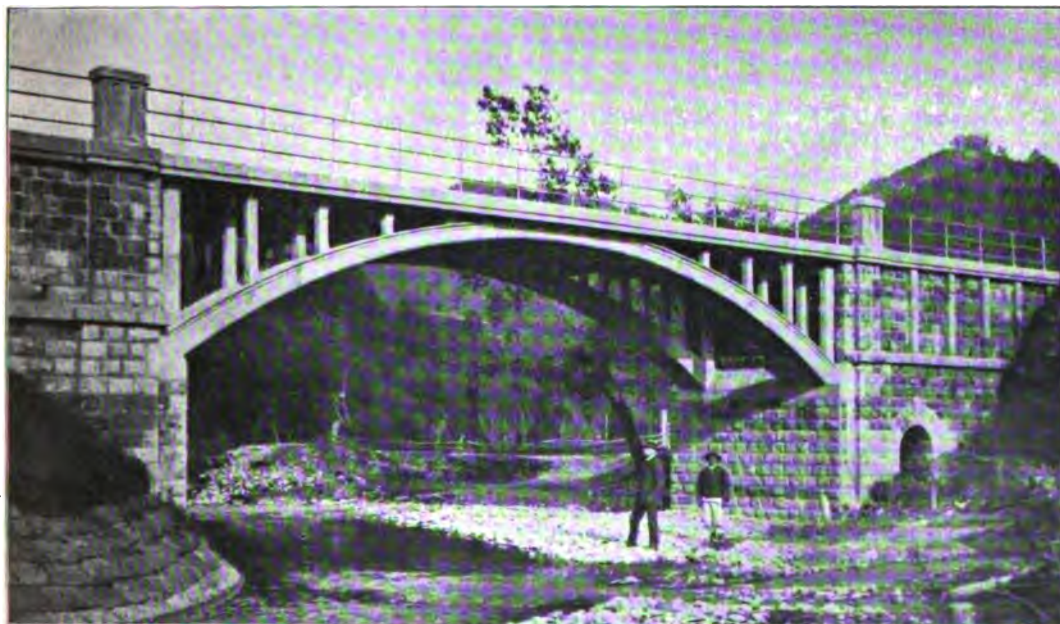


Abb. 306. Straßenbrücke im Zuge der Straße Kossow—Jasionow.

sind außerdem je drei Stück 22 mm bezw. je vier Stück 24 mm starke Rundeisen hinzugefügt worden. Sämtliche Rundeiseneinlagen der Bogenbalken sind durch 5 mm starke Bügel zusammen verhängt. Alle anderen Einzelheiten zeigt die Abb. 304,

während die Abb. 305 ein schönes Lichtbild der fertigen Brücke gibt. Von derselben Unternehmung wurden die in den Abb. 306 u. 307 ersichtlichen Straßenbrücken im Zuge der Bezirksstraße Kossow—Jasionow ausgeführt. Ihre Lichtweite beträgt 18 m,



Abb. 307. Viadukt im Zuge der Straße Kossow—Jasionow.

die Fahrbahnbreite 6 m. Die Bogenbalken haben eine Breite von 1 m, eine Stärke am Scheitel von 30 cm und am Kämpfer von 50 cm. Endlich zeigt die Abb. 308 das Lichtbild der Straßenbrücke in Neu-Sandez, die ebenfalls von derselben Unternehmung ausgeführt wurde. Letztere Brücke besitzt zwei Öffnungen von 30 m Lichtweite.



Abb. 308. Straßenbrücke in New Sandez.

Die ganze Brückenbreite beträgt 7,70 m, wovon je 1,35 auf die beiderseits angeordneten Fußsteige und 5 m auf die eigentliche Fahrbahn entfallen. Die Bogenbalken sind 1,50 m breit, und es beträgt ihre Scheitelstärke 64, ihre Auflagerstärke 80 cm.

3. Bogenbalken mit Zwischenjochen.

Eine Gruppe von Bogenbrücken gehört ihrem Wesen nach in dieses Unterkapitel und ist insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß die Zwischenpfeiler aus Eisenbetonpfählen bestehen, die zu ganzen Jochen ausgebildet erscheinen.

Beispiele dieser Art wären:

Die Bogenbrücke über den Gudena.[1]) Wie die Abb. 309 zeigt, besteht die Brücke aus drei Bogen von je 12,5 m Lichtweite, deren zwei äußere Widerlager sich an den Ufern befinden; für die beiden mittleren Widerlager sind zwei Strompfeiler angeordnet; die Bogen dienen als Auflager für eine kreuzweis armierte Eisenbetonplatte, welche mit ihrer Auffüllung als Fahrbahn dient. Da der gute Baugrund rund 6 m unter dem normalen Wasserspiegel sich befand, wurde die Gründung mit Pfählen ausgeführt, und zwar für jeden Strompfeiler mit acht kräftig eingerammten Eisenbeton-

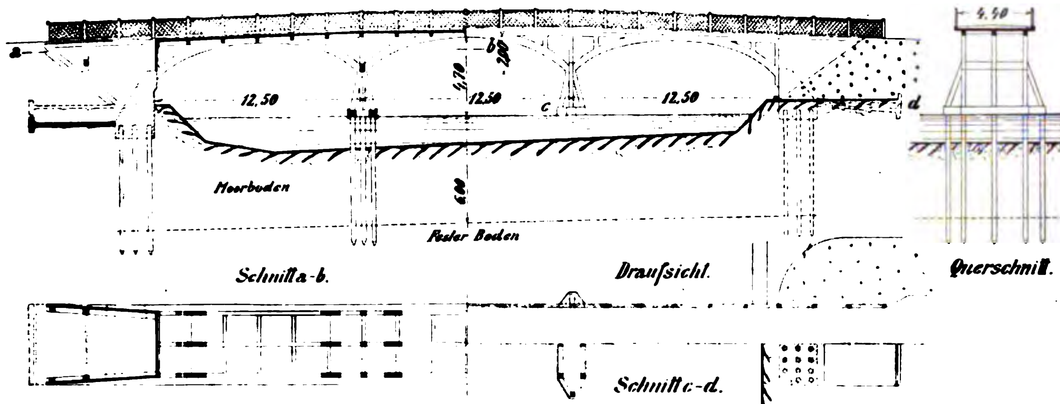


Abb. 309. Schnitte der Bogenbrücke über den Gudena.

pfählen. In der Wasserlinie sind diese Pfähle verbunden durch einen wagerechten Balken, in welchem die Pfahlverlängerungen eingebaut sind.

Diese eigenartigen Pfahljoche sind nicht imstande, bedeutende Kräfte in der Richtung der Brücke zu übertragen, weshalb die Bogen derartig berechnet und konstruiert sind, daß der Horizontalschub auf die Endpfeiler übertragen werden kann, und diese so gebaut sind, daß sie den wagerechten Kräften widerstehen können.



Abb. 310. Bogenbrücke über den Gudena.

Die Schwierigkeiten, die sich infolge des schlechten Baugrundes vom wirtschaftlichen Standpunkte aus einer Bogenbrücke entgegenstellten, sind überwunden durch Anordnung der Friktionswiderlager nach der von Professor Möller angegebenen Idee (Beton u. Eisen 1904, Heft II). Diese Konstruktion ist — soweit uns bekannt — hier zum erstenmal bei einer größeren Brückenanlage ohne schräge Pfähle zur Ausführung gelangt.

Die lotrechten Komponenten der Brückenreaktion werden an jedem Endwiderlager durch Grobbetonpfeiler auf drei Holzpfahlreihen übertragen, während der Horizontalschub durch den Reibungswiderstand einer belasteten Eisenbetonplatte aufgenommen wird, welche in der Weise gelagert ist, daß sie den Grobbetonpfeiler infolge ihrer

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft I, S. 7.

Reibung mit dem Erdreich am Ausweichen hindert; die Wirkungsweise dieser Anordnung veranschaulicht die Abb. 309.

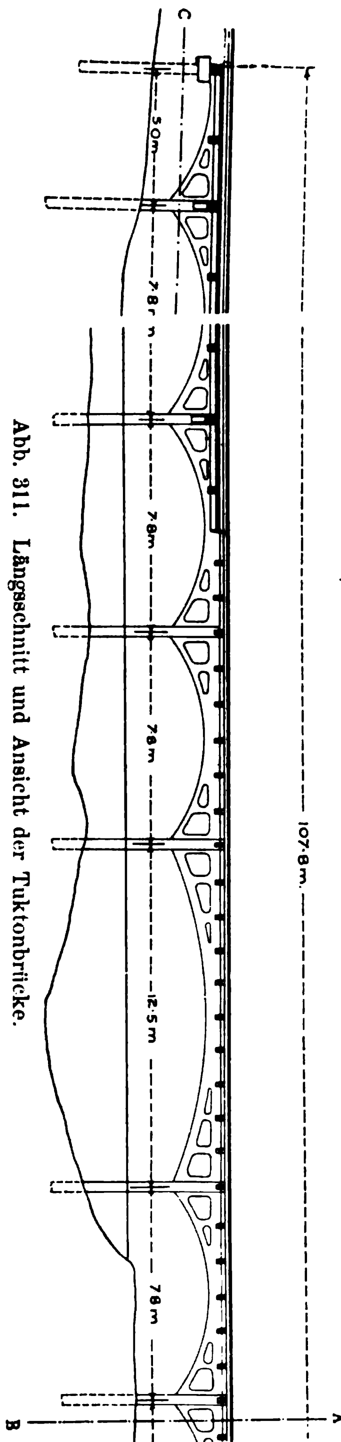


Abb. 311. Längsschnitt und Ansicht der Tuktonbrücke.

Die Platte, die ohne feste Verbindung mit dem Grobbeton ist, kann sich ungehindert senken, ohne die Sicherheit der Konstruktion im geringsten zu gefährden; sie wird durch einen 4,5 m hohen Erddamm belastet, wodurch bei dem schlechten Baugrunde bedeutende Senkungen der Platte erfolgen mußten. Um diese so weit zu beschränken, daß die Platte nicht aufhörte, die Rückseite des Pfeilers zu berühren, hat man bei der Ausführung folgendes Verfahren angewandt.

Zuerst wurden die 25 m² großen Platten gebaut und dann die Belastung angebracht; die Platten, die anfangs sehr stark sanken, haben nach Verlauf von drei Monaten eine Ruhestellung erreicht, indem die Platte nach der der Station Langaa zu gelegenen Seite 0,9 m gesunken war. Die andere Platte hatte sich vorn um 0,1 m, hinten um 0,6 m gesenkt. Hierauf wurden die Pfähle der Endpfeiler eingerammt und die Grobbetonmauern mit zugehörigen Eisenbetonflügeln aufgeführt.

In der Abb. 309 sieht man links den fertigen Pfeiler, dessen Unterkante 0,75 m unter der Platte liegt, nebst der ersten Lage der Platte (punktiert); rechts sind der Pfeiler und die zwei Lagen punktiert.

Nach Vollendung der Brücke wurde von den Behörden eine Probebelastung mit 550 kg/m² vorgenommen, indem die ungünstigsten Stellungen untersucht wurden. Nachdem die Belastung drei Tage auf die Brücke gewirkt hatte, wurde an den Meßapparaten eine größte Durchbiegung von 5 mm (in den Endfeldern) festgestellt.

Die Brücke zeigte nicht die kleinsten Risse und hat sich seither auch im Betriebe ausgezeichnet bewährt. Die Abb. 310 gibt ein Lichtbild der fertigen Brücke.

Nach ihrem Erbauer hat die Brücke den Namen „Regierungspräsident-Hoppe-Brücke" erhalten.

Die Tuktonbrücke zu Bournemouth, England.[1]) Diese über den Stourfluß in Hampshire gebaute Brücke ist in ähnlicher Weise wie die zuvor beschriebene und wurde zum erstenmal in dieser Weise ausgeführt, umsomehr, da sie zwei Gleise einer elektrischen Bahn zu tragen hat. Der ganze Viadukt hat eine Länge von etwa 116 m und besteht aus zwölf Segmentbogen, wovon einer 12,50 m und elf 7,80 m Stützweite haben.

An diese Öffnungen schließen sich noch an den beiden Enden zwei Halbsegmente von 4,50 bezw. 5 m Stützweite an. Der Unterbau des Viaduktes besteht aus Reihen von Eisenbetonpfählen. In jeder Reihe sind drei quadratische Eisenbetonpfähle von

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft VII, S. 163.

38 × 38 cm Querschnitt in Entfernungen von 2,87 m getrieben; die beiden äußeren Pfahlreihen sind an ihrem oberen Ende mit der Bogenrippe in Verbindung gebracht und außerdem gegenseitig in jeder Pfahlreihe durch bogenartig ausgeführte Querträger versteift. Die Entfernung zwischen den Außenflächen der Pfeiler ist 6,23 m, während die Gesamtbrückenbreite 9,70 m beträgt und hiervon je 1,97 m breite Fußsteige auf die beiden Seiten entfallen. Die Bogenstärke der zwei Rippen beträgt im Scheitel 70 cm, am Auflager 166 cm bei einer Breite von 23 cm, und zur Erleichterung des Eigengewichts sind in der in der Abb. 311 ersichtlichen Weise Sparöffnungen freigelassen worden. Die bogenartig ausgeführten Querträger über den Eisenbetonjochen dienen zur Versteifung der einzelnen Pfähle und bilden das Auflager für die Fahrbahnfelder. Ihre Stärke beträgt bei einer Breite von 23 cm am Auflager 123 cm, am Scheitel 53 cm. Die Fahrbahn wurde als Plattenbalkenkonstruktion ausgebildet, indem vier Betonbalken von 15 cm Breite und 23 cm Höhe in der Längsrichtung des Viaduktes und außerdem zwischen je zwei Jochen zwei Querbalken von 23 cm Breite und 36 cm Höhe angeordnet wurden. Die Balken zur Unterstützung der auskragenden Fußsteige sind 15 cm breit und haben eine Konstruktionshöhe bei den Außenpfählen von 61 cm, welche sich gegen das Ende der Fahrbahn auf 15 cm verringert.

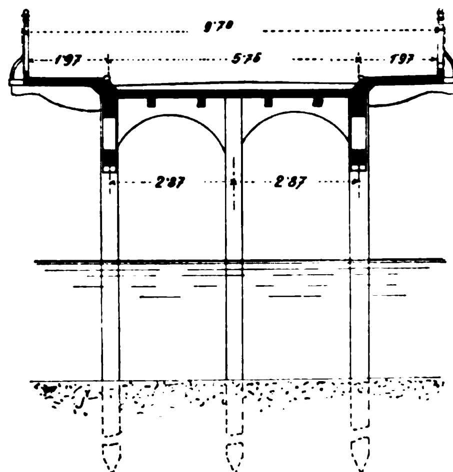


Abb. 312. Querschnitt der Tuktonbrücke.

Bei der Belastungsprobe wurden drei Lastwagen von zusammen 48 t auf die Mittelöffnung von 12,50 m Stützweite gebracht, welche eine Senkung des Scheitels von 3,2 mm ergaben.

Dieser vom Ingenieur F. Laccy durch die Yorksche Hennebique - Konstrukteur Comp. ausgeführte Viadukt stellt hauptsächlich durch die Anordnung einer Auflagerung aus einzeln angeordneten Eisenbetonpfählen ein kühnes Bauwerk dar und ist in der Abb. 312 im Querschnitt zu sehen, während die Abb. 313 ein Lichtbild desselben wiedergibt.


Abb. 313. Tuktonbrücke.

Auch bei Eisenbahnbrücken fand diese Ausführungsweise bereits Anwendung, und wäre als typisches Beispiel dieser Art zu erwähnen die Brücke zur neuen Valby-Gasanstalt bei Kopenhagen.[1]) Diese 565,6 m lange Gerüstbrücke bildet die Fortsetzung eines Erddammes und trägt eine vollspurige Lokomotivbahn, welche mittels Steigungen von 22 vT. und 10 vT. bis zu einer Höhe von 13,60 m über dem Boden hochgeführt wird. Die letzte Strecke von 155 m ist infolge der dortselbst angeordneten Entladungsvorrichtungen (Abb. 318) wagerecht. Diese Gerüstbrücke besitzt im übrigen

[1]) Ingeniören 1907, 11. Mai. S. 149.

zwei Krümmungen von 63 und 94 m Halbmesser. Von großem Interesse ist die Ausbildung der Ausdehnungsfugen, da die Wärmeschwankungen bei einer so langen und leichten Tragkonstruktion wohl eine große Rolle spielen werden. Die Ausdehnungs-

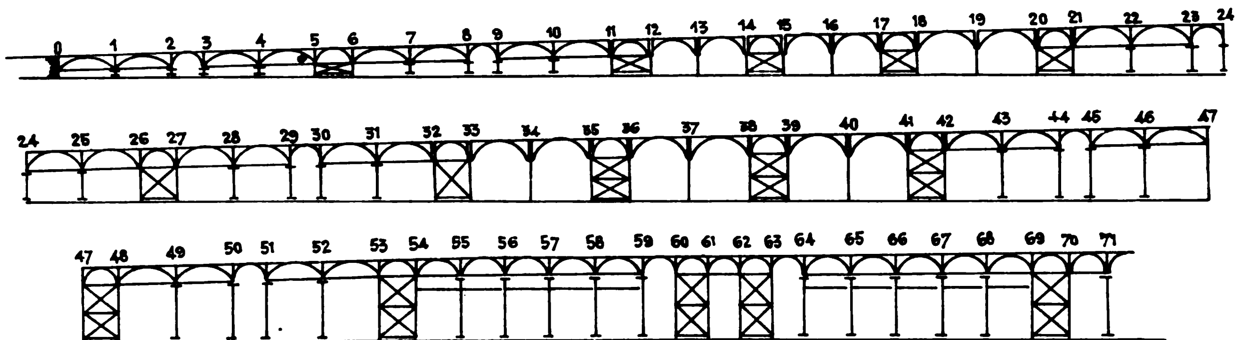


Abb. 314. Schematischer Längsschnitt der Gerüstbrücke zur Valby-Gasanstalt.

fugen wurden in Entfernungen von rund 55 m angeordnet, und zwar derart, daß in der Mitte einer solchen Strecke von 55 m sich ein Turmpfeiler in gewöhnlicher Fachwerkkonstruktion von 6,5 m Länge befindet, wie dies aus dem schematischen Längenschnitt in Abb. 314 und aus Abb. 315 zu ersehen ist. Zu jeder Seite dieses Turmpfeilers

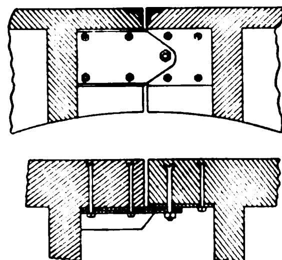


Abb. 315. Ausbildung der Ausdehnungsfuge.

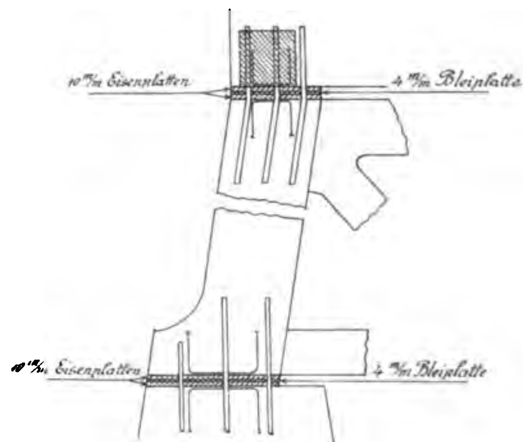


Abb. 316. Einzelheiten der Pendelsäulen.

folgen je zwei Felder von 9,737 m Stützweite mit Pendeljochen, an welche Öffnungen sich je ein Halbbogen von 2,5 m Stützweite anschließt, in dessen Mitte die Ausdehnungsfuge

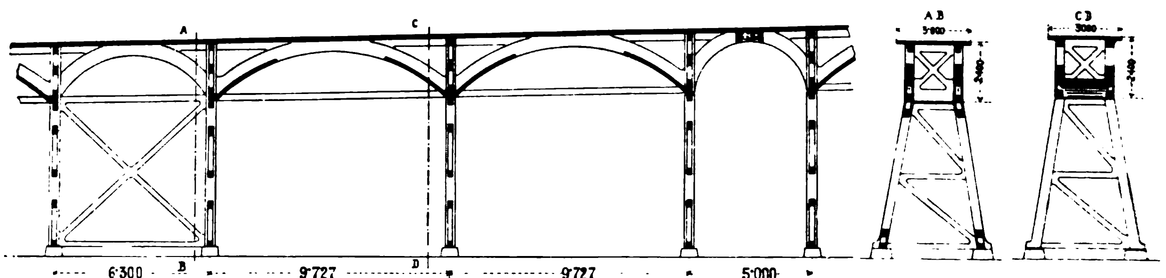


Abb. 317. Längs- und Querschnitte der Gerüstbrücke zur Valby-Gasanstalt.

angeordnet ist (Abb. 315). Die Pendelbewegung ist mittels Bleieinlagen am Jochfuß und -Kopf ermöglicht, wobei die Verbindung der Tragkonstruktion mit den Jochen doch durch 19 mm starke Bolzen an jeder Stelle gesichert erscheint (Abb. 316). Die

beiden Bogenbalken haben 2 m Achsenentfernung und tragen auf zwei Längsbalken die Fahrbahnplatte, die eine Breite von 3 m besitzt (Abb. 317). In der Abb. 318 sind Längs- und Querschnitt der Entladevorrichtungen in dem am Ende der Gerüstbrücke befindlichen wagerechten Stücke zu sehen. Diese Gerüstbrücke ist für zwei 25 t-Lokomotiven und 18 t-Kohlenwagen mit einem Stoßkoeffizienten von 1,2 und 170 kg/m² Winddruck berechnet; die größten berechneten Spannungen betragen 32,8 kg/cm² im Beton, 1045 kg/cm² im Eisen. Die in der Abb. 319 im Lichtbilde wiedergegebene Gerüstbrücke[1]) ist vom Hauptmann T. Grut entworfen und vom Maurermeister Schiotz ausgeführt.

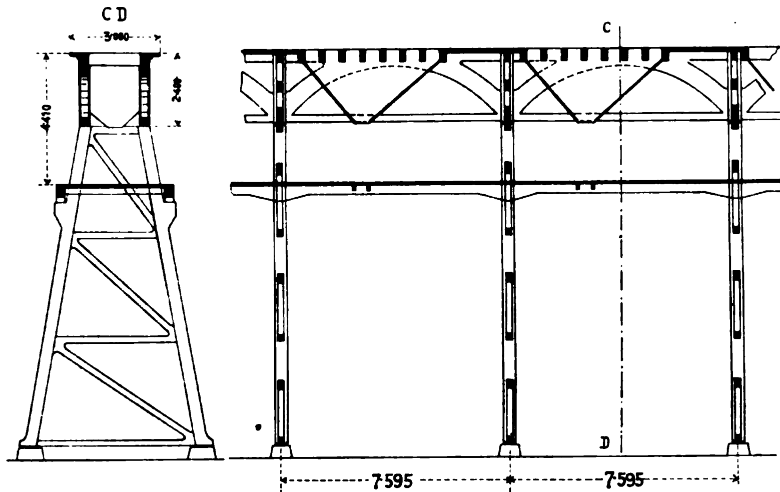


Abb. 318. Längs- und Querschnitt der Entladevorrichtungen.

b) Bogenfachwerkbrücken.

Bogenbrücken dieser Art zeigen bereits eine direkte Verwandtschaft mit eisernen Bogenfachwerken, wurden aber unseres Wissens im eigentlichen Sinne noch nicht ausgeführt. Es dürfte der Hauptgrund darin zu suchen sein, daß die Knotenpunkte derartiger Konstruktionen eine schwierige Armierung erfordern und daß daselbst immer beträchtliche Nebenspannungen auftreten, die eine genaue Berechnung sehr langwierig machen. Anderseits muß hervorgehoben werden, daß die Herstellung derartiger Konstruktionen hauptsächlich in einem milderen Klima am Platze ist, da in Gegenden, wo große Wärmeschwankungen vorkommen, die Konstruktionsglieder mit Rücksicht auf diesen Umstand bedeutend stärker armiert werden müßten und infolgedessen solche Konstruktionen gegenüber den landläufigen sich nicht mehr wirtschaftlich zeigen.



Abb. 319. Gerüstbrücke zur Valby-Gasanstalt.

Als Beispiel, wo wenigstens in den Randfeldern dieser Konstruktionsgrundsatz aufrechterhalten wurde, sei der Viadukt zu Deurne-Merxem erwähnt. Derselbe übersetzt den kleinen Schyn, besitzt fünf Öffnungen und hat eine Gesamtlänge von 176 m. Die mittleren drei Öffnungen besitzen eine Achsenentfernung der Zwischenpfeiler von

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft XI, S. 295.

44 m, während die beiden Landöffnungen gleichsam als Konsolträger mit 22 m Kragweite ausgebildet wurden (Abb. 5 der Tafel II). Da über diese Konstruktion, insonderheit über die Armierung, keine Detailangaben vorliegen, so ist man bezüglich der Wirkungsweise der einzelnen Teile nur auf Vermutungen angewiesen. Das eine jedoch scheint zweifellos zu sein, daß der Horizontalschub der beiden Endhalbbogen durch eine über die Mittelöffnungen hinweggehende Zugverankerung wenigstens für das Eigengewicht aufgehoben wird. An den Entwurf dieses Objektes wurde die Bedingung geknüpft, daß die lichte Höhe zwischen dem Wasserspiegel des Schyn auf eine Länge von 11 m das Mindestmaß von 6,50 m erhalte. Was die Ausbildung des Tragwerks anbelangt, so besteht dieses aus sechs fachwerkartig ausgebildeten Rippen, welche in Achsenentfernungen von 1,73 m angeordnet wurden. Die Rippen bestehen aus einem unteren kreisbogenartig ausgebildeten Gurt von 35 cm Breite und 70 cm Höhe, auf welchem in Entfernungen von etwa 2,30 m vertikale Säulen angeordnet sind. Bei den Anläufen der äußeren Zwischenpfeiler sind diese außerdem durch Diagonalen versteift. Die Fahrbahn wurde auf eine Breite von 8 m als gepflasterte Straße ausgebildet, der sich auf beiden Seiten Fußsteige von je 2,10 m Breite anschließen, welche konsolartig aus den beiden äußeren Tragrippen herausragen. Die Decke der Fahrbahn wurde als gewöhnliche Plattenbalkendecke mit Längs- und Querbalken in der üblichen Weise ausgeführt.

Für die Dimensionierung der Armierungen wurde der Grundsatz festgehalten, daß nirgends die Spannung von 1200 kg/cm² überschritten werden solle.



Abb. 320. Viadukt zu Deurne-Merxem.

Zu erwähnen wäre noch, daß sämtliche Zwischenpfeiler und Landwiderlager in Eisenbeton ausgeführt wurden, ähnlich denjenigen der Brücke bei Chatellerault. Sämtliche Arbeiten wurden unter der Leitung des Generalinspektors Lagasse de Locht von den Ingenieuren Tobie Clas und Baron Prisse ausgeführt.

Die Abb. 6 der Tafel II zeigt einen Längs- und Querschnitt sowie eine Ansicht, während die Abb. 320 ein Lichtbild der fertigen Brücke gibt.

c) Bogenformen mit aufgehängter Fahrbahn.

Als Krönung der Entwicklung des Eisenbetonbaues sind jedenfalls die nachfolgend beschriebenen Objekte anzusehen. Das Tragwerk besteht der Hauptsache nach aus einem reinen Bogen, dessen Schub meist durch ein horizontales Zugband aufgenommen wird. Die Fahrbahntafel ist auf den Bogenträgern aufgehängt.

Bevor die Objekte mit typisch aufgehängter Fahrbahn behandelt werden sollen, möge eines von den vielen Beispielen Amerikas kurz erwähnt werden, welche sich dadurch kennzeichnen, daß die Fahrbahn versenkt ausgeführt wird und die beiden am Rande angeordneten Bogenbalken gleichzeitig als Brüstung dienen. Es ist dies die

Zeiswoldbrücke in Orweil, O. Wie aus der Abb. 321 zu entnehmen ist, besteht dieses Tragwerk aus zwei Bogenbalken von 60 cm Breite und 150 cm Scheitel-, 270 cm Anlaufstärke; zwischen diesen Balken ist eine Eisenbetonplatte von 20 cm Stärke eingespannt, welche die 30 cm starke Makadamschicht der Fahrbahn aufnimmt. Die Fahr-

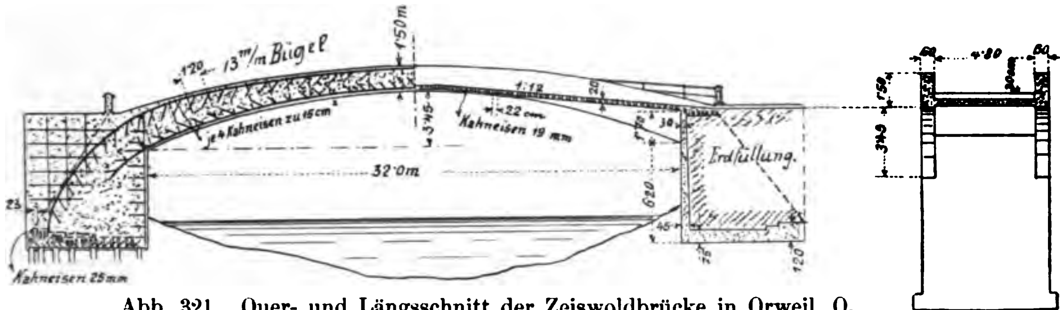


Abb. 321. Quer- und Längsschnitt der Zeiswoldbrücke in Orweil, O.

bahn besitzt eine Steigung von 1 : 12 gegen den Scheitel. Bemerkenswert sind bei diesem Objekt ferner die Eisenbetonwiderlager, welche so ausgebildet sind, daß die Bogenbalken in einer wandartigen Ausbildung der Widerlager ihre Fortsetzung finden und unten durch eine gemeinsame Sohlplatte verbunden sind. Die Armierung der Platte besteht aus 19 mm-Rundeisen, in Entfernungen von 22 cm versetzt, während jeder Bogenbalken sowohl oben als auch unten mit je vier Kahneisen zu 15 cm² Querschnitt armiert ist.

Die Eisenbetonbrücke über das Grenzflüßchen Seille[1]), welche das deutsche Dorf Pettoncourt mit der nächstgelegenen französischen Bahnstation Moncel verbindet, ist eine Konstruktion mit beiderseitig über der Fahrbahn liegenden Bogen, an welche

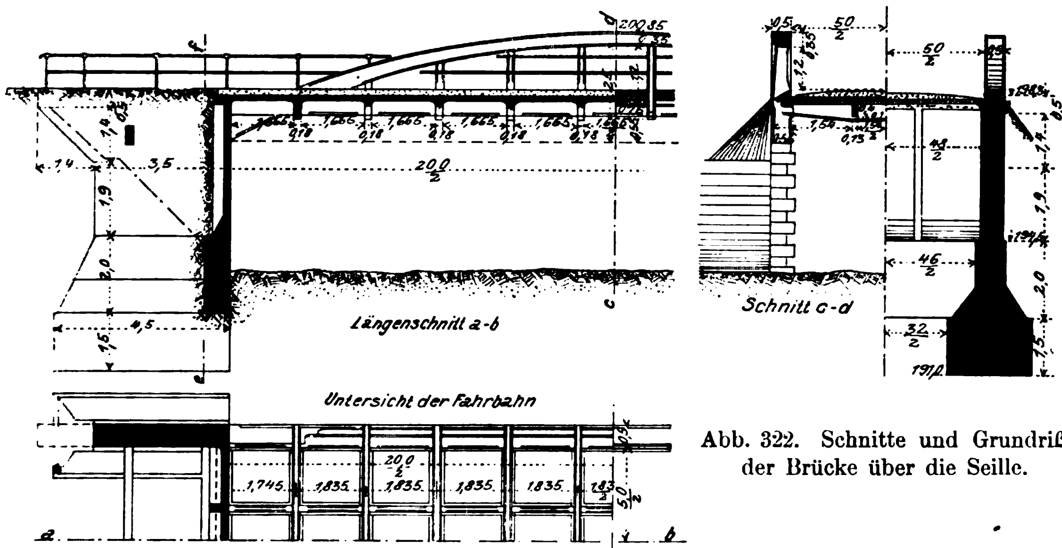


Abb. 322. Schnitte und Grundriß der Brücke über die Seille.

jene mittels einzelner Hängesäulen aufgehängt ist; zugleich sollte die Fahrbahn als Zugband ausgebildet werden und imstande sein, den größten Teil des Horizontalschubes der Bogen aufzunehmen.

Die Tragwand der Brücke erhielt dadurch eine durchbrochene, fachwerkartige Form (Abb. 322). Entsprechend den zu beiden Seiten der Fahrbahn gelegenen Bogenträgern

[1]) Deutsche Bauztg., Zementbeilage 1905, Nr. 17.

würden die zur Aufnahme des Horizontalzuges bestimmten Eisen in den Randleisten der Fahrbahn angeordnet; diese bilden somit die eigentlichen Zugbänder (Abb. 323). Die Kämpfer der Bogen waren ursprünglich in Fahrbahnhöhe angenommen, wurden aber dann des besseren Aussehens wegen, namentlich aber um an den für die Scherkräfte gefährlichsten Stellen der Auflager mehr Querschnitt zu erhalten, etwas heruntergesetzt, so daß die Brücke das gefällige und leichte Aussehen erhielt, wie es die Abb. 322 zeigt.

Die Widerlager (Abb. 322 u. 324) sind in gewöhnlicher Gründungsweise als Stampfbetonblöcke in Form von Parallelflügeln angeordnet. Die Herabminderung des Drehmomentes infolge Verminderung des Horizontalschubes ermöglichte es, ihnen verhältnismäßig schwache Abmessungen zu geben, und so beträgt die größte Kantenpressung an der Fundamentfläche bei Vollbelastung 1,5 kg/cm². Ursprünglich war geplant gewesen, die Widerlager auf Eisenbetonpfähle zu stellen: dies erwies sich aber dann der ziemlich hohen Installationskosten wegen als unmöglich.

Abb. 323. Einzelheiten der Armierung im Querschnitt der Brücke über die Seille.

Die Bogen wurden als eingespannte Bogen mit Zugband berechnet, und zwar zuerst nach zwei verschiedenen zeichnerischen Methoden und dann auch noch rechnerisch. Immer ergaben sich trotz der verhältnismäßig geringen Bogenstärken von 35 cm im Scheitel und 55 cm im Kämpfer sehr mäßige Spannungswerte, welche nirgends den Wert von 35 kg/cm² im Beton überschritten. Die Prüfung auf Knicken unter Einführung des Widerstandes der Hängesäulen ergab auch eine vollständige Knicksicherheit der Bogen.

Als Verkehrslasten waren der Berechnung nach Vorschrift des Auftraggebers zugrunde gelegt: ein Lastwagen von 12 t Gewicht oder eine Wasserwalze von 6 t Gewicht, dazu in beiden Fällen gleichzeitige Belastung mit Menschengedränge von 400 kg/m². Die Belastungsprobe aber mußte auf Veranlassung des auftraggebenden Be-

Abb. 324. Armierungseinzelheiten der Widerlager der Seillebrücke.

zirkspräsidiums Metz nachträglich mit einer 18 t Straßenwalze vorgenommen werden, also mit einer Last, für welche die Brücke gar nicht vorgesehen war.

Bei der Abnahme waren unter jedem Längsbalken und Zugband in der Mitte der Spannweiten einfache Meßapparate angebracht worden (auf Abb. 325 unter der Brücke sichtbar), welche sowohl die Ablesung der vorübergehenden als der bleibenden Einsenkung gestatteten. Gleichzeitig nahm man in der Mitte der Brücke ein genaues Stichmaß des Abstandes der beiden Bogen.

Außerdem wurde Oberkante Fahrbahn in Brückenmitte vor Beginn der Belastung und jeweils in den einzelnen Stadien derselben von beiden Widerlagern aus einnivelliert.

Die Probebelastung wurde nun so vorgenommen, daß die Dampfwalze das erstemal ziemlich rasch über die Brücke ging, ohne daß sich jemand unter der letzteren bei den Meßapparaten befand. Dann fuhr die Walze in Brückenachse langsam bis in die Mitte der Brücke und blieb dort längere Zeit stehen, während gleichzeitig an den Apparaten abgelesen wurde. Der mittlere Längsträger zeigte eine Einsenkung von nicht ganz 1,5 mm, die Zugbänder eine solche von rund 1 mm; nach Entlastung verschwanden diese Einsenkungen vollständig; das Stichmaß hatte keine Änderung ge-



Abb. 325 Brücke über die Seille.

zeigt. Dieses Verfahren wurde mehreremale wiederholt, indem sowohl die Stellung der Dampfwalze als die Fahrgeschwindigkeit gewechselt wurde; das Ergebnis war immer ungefähr das nämliche. Dann ließ man die Walze hart am Rande der Fahrbahn fahren und wieder in der Mitte stehen; das Ergebnis war wieder ein sehr günstiges: die Durchbiegung steigerte sich auf der belasteten Seite auf nur 2 mm und verschwand ebenfalls bei Entlastung vollständig.

Während der ganzen Dauer der Probebelastung waren sämtliche Bauteile, insbesondere auch die Anschlüsse der Hängepfosten an die Bogen und Zugbänder genau beobachtet worden; es konnten aber nirgends die geringsten Anzeichen von Rißbildung bemerkt werden.

Die ganze Konstruktion hatte sich als außerordentlich steif gezeigt. Die Behörden erklärten sich denn auch von dem Verlauf der Probe in hohem Maße befriedigt.

Die Herstellung der eigentlichen Eisenbetonkonstruktion hatte ungefähr zwei Monate erfordert. Abb. 325 zeigt die fertige Brücke, die von der Firma Züblin u. Cie. in Straßburg hergestellt wurde.

Brücke über die Schlitz in Bernhausen.[1]) Auch hier forderte die geringe verfügbare Konstruktionshöhe — es sollte die Höhe der Fahrbahn höchstens 1 m und die Konstruktionsunterkante mindestens 0,40 m über höchstem Hochwasser liegen, so daß nur 0,60 m Konstruktionshöhe einschließlich der Fahrbahnbefestigung

Abb. 326. Längenschnitt und Ansicht der Brücke bei Bernhausen.

vorhanden waren —, die Hauptträger der 20 m i. l. messenden Brücke über die Fahrbahn zu legen. Die Nutzbreite der Brücke sollte 4,25 m betragen. Als Nutzlast war ein 10 t schweres Landfuhrwerk mit 3 m Achsstand und 1,30 m Spurweite vorgeschrieben.

Die Hauptträger bilden zwei massive, zu beiden Seiten der Fahrbahn angeordnete Eisenbetonbogen mit einem Sechstel Stichhöhe. Im Schnittpunkt der Mittellinie des Druckes dieser Bogen mit dem Auflager-Gegendruck ist die ganze wagerechte Seitenkraft des Bogendrucks durch wagerechte, in der Fahrbahntafel liegende, an den Enden mit schweren gußeisernen Platten verankerte Rundeisen aufgehoben, so daß nur lotrechte Druckkräfte auf die Widerlager wirken. Hierdurch konnten die zwischen Spundwänden in Beton aufgeführten Widerlager verhältnismäßig schwach hergestellt werden. An die Bogen ist die Fahrbahntafel durch vier mit Beton umkleidete Hängesäulen in je 4 m Abstand aufgehängt. Von Säulenfuß zu Säulenfuß spannt sich eine durchlaufende Längsrippe, welche als Auflager für die

Abb. 327. Armierungseinzelheiten der Brücke bei Bernhausen.

[1]) Deutsche Bauztg., Zementbeilage 1905, Nr. 21.

1,38 m auseinanderliegenden Querrippen dient. Die über die Querrippen laufende Platte ist 14 cm stark (Abb. 326 u. 328).

Der Bogen ist zeichnerisch auf volle und einseitige Nutzlast untersucht und so geformt, daß die Druckmittellinie nicht aus dem Kern des Bogens heraustritt. Zur weiteren Sicherung ist der Beton durch zwölf Rundeisen von 20 mm Durchmesser, welche in Abständen von rund 60 cm durch Bügel von 5 mm Durchmesser verbunden sind, verstärkt (Abb. 327). Zur Sicherung gegen Knickgefahr in der wagerechten Ebene hat der Bogen im Scheitel Kreuzform von 80 × 80 cm Außenmaß erhalten. Nach den Widerlagern hin geht die Kreuzform über in diejenige eines hochgestellten Rechtecks von 1,30 m Höhe und 0,35 m Stärke. Durch diese Verjüngung des Querschnitts nach den Widerlagern hin wurde an Nutz-

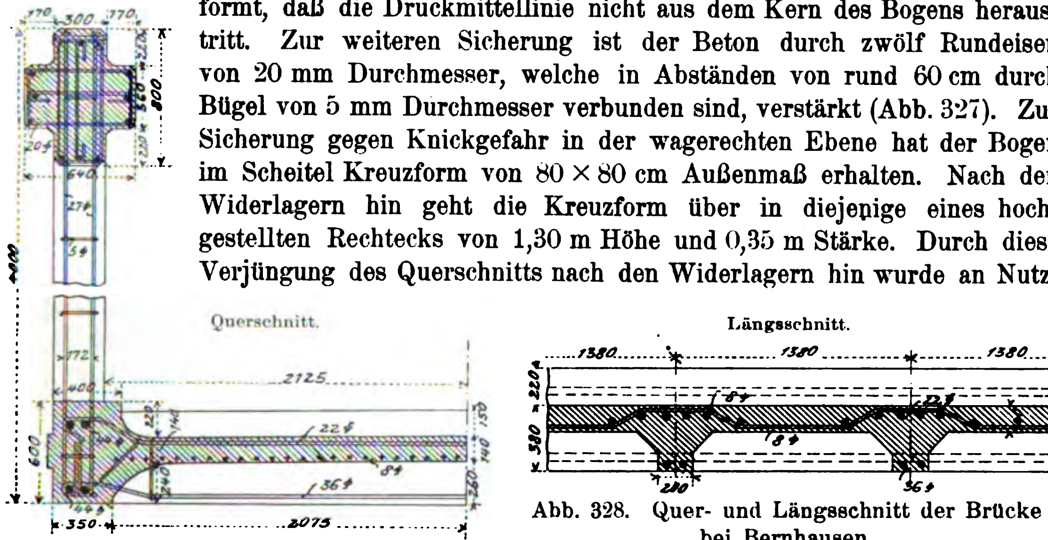


Abb. 328. Quer- und Längsschnitt der Brücke bei Bernhausen.

breite gewonnen, während gleichzeitig durch Vergrößerung der Höhe des Querschnitts eine größere Biegungsfestigkeit des Bogens bei einseitiger Belastung und folglich eine Verringerung der Schwankungen in lotrechter Ebene erreicht wurde. Die Hängesäulen enthalten vier Rundeisen von 27 mm Durchmesser, welche in den Ecken des rechteckigen Querschnitts von 30 × 30 cm angeordnet sind. Letztere Anordnung



Abb. 329. Brücke bei Bernhausen.

ist deshalb gewählt, weil die Säulen außer zur Aufhängung der Fahrbahn am Bogen noch zur Aufnahme der durch den Winddruck auf Bogen und Säule auftretenden Biegungsspannungen dienen. Der ganze Bau einschließlich Aufstellen der Lehrgerüste wurde in der Zeit vom 15. bis 29. Oktober 1904, also in 14 Tagen, vollendet, jedoch ohne die Widerlager und die Pfahlrammungen. Die Ausrüstung fand am 26. November 1904 statt. Dabei wurden zuerst die Stützen der beiden Bogen entfernt, und erst nach-

dem sich die Bogen frei trugen, wurde die Ausrüstung der Brückentafel, von der Mitte beginnend und nach den beiden Landwiderlagern allmählich beiderseits fortschreitend, bewirkt. Interessant sind die während dieser Ausrüstung beobachteten und sowohl unter dem Scheitel der Bogen wie unter der Brückentafel in der Brückenmitte gemessenen Durchbiegungen. Die Scheitelsenkung des flußaufwärts gelegenen Bogens betrug nach erfolgter Ausrüstung des ganzen Bogens 0,75 mm.

Die Gesamtkosten des Baues betrugen 12 300 Mark, das entspricht einem Einheitspreise von 145 Mark für 1 m² Nutzfläche.

Die in der Abb. 329 im Lichtbild wiedergegebene Brücke wurde von der Firma Drenkhan u. Sudhop in Braunschweig hergestellt.

Von derselben Unternehmung wurde in jüngster Zeit eine ähnliche Brücke über den Hauptkanal im Zuge der Kreisstraße Rathenow—Hohenau ausgeführt, die in der Abb. 330 im fertigen Zustande zu sehen ist.



Abb. 330. Straßenbrücke über den Hauptkanal bei Hohenau.

Die Brücke hat eine Lichtweite von 20 m und eine nutzbare Fahrbahnbreite von 4,9 m, an die sich beiderseits Fußwege von je 2,10 m Breite anschließen. Die Bogen sind am Kämpfer 70 cm breit und 150 cm hoch, am Scheitel 100 cm breit und 85 cm hoch. Die die Brückentafel tragenden Hängesäulen sind in Abständen von 2,96 m angeordnet. Dieser Felderteilung entsprechend sind auch die Querträger angeordnet, welche unter den beiderseitigen Fußwegen konsolartige Fortsätze haben. Die den Horizontalschub aufnehmenden Längseisen liegen in einem Längsbalken, welcher sich unter dem Bogen befindet. Sie sind in zwei großen, von Beton eingeschlossenen Eisenplatten verankert. In gleicher Weise wurden die Eisen der Hängesäulen sowohl oben im Bogen, als auch unten im Längsbalken verankert. Zur Vermeidung von Haarrissen in diesen Hängesäulen wurden diese erst nach vollständiger Ausrüstung eingestampft. Die Konstruktionshöhe der Brückentafel einschließlich des 12 cm starken Pflasters beträgt 67 cm. Der Berechnung wurde eine Dampfstraßenwalze vou 20 t und 400 kg/m² Nutzlast zugrunde gelegt.

Zum Schlusse möge endlich erwähnt werden die Eisenbahnbrücke über die Rhône bei Chippis im Kanton Wallis.[1]) Diese Brücke übersetzt unter einem schiefen Winkel den Rhônefluß und stellt eine Verbindung der am linken Ufer gelegenen Baulichkeiten der Aluminium-Industrie-Aktiengesellschaft Neuhausen mit dem am rechten Ufer gelegenen Bahnhofe Siders vor.

Die lichte Weite zwischen den Widerlagern beträgt 59 m. Die Höhenverhältnisse bei diesem Objekte waren sehr erschwerende, da bei einer bleibenden lichten Höhe von 10 m zwischen Hochwasserspiegel und Konstruktionsunterkante nur mehr 70 cm Konstruktionshöhe zur Verfügung standen, daher unter diesen Bedingungen ein Objekt mit unten liegender, bezw. aufgehängter Fahrbahn zur Ausführung kommen mußte.

[1]) Schweizerische Bauztg. 1907, 22. u. 29. Juni.

Als Grundlage für die Berechnung war vorgeschrieben, daß der über die Brücke verkehrende Zug aus einer Lokomotive von 30 t Gewicht, 3,5 m Radstand und 7,5 m Pufferweite mit einseitig angehängten 30 t schweren Güterwagen von 4 m Radstand und 8 m Pufferweite bestehe. Auf der flußabwärts gelegenen Seite der Brücke sollte überdies ein 1,5 m breiter Fußweg hergestellt werden, für den eine Belastung von 200 kg/m² vorgeschrieben war.

Da auf beiden Seiten der Rhône auf guten Kiesgrund zu rechnen war, schlugen die Verfasser des Entwurfs Frotté, Westermann u. Cie. in Zürich vor, zwei Bogenrippen als eingespannte elastische Bogen herzustellen, an denen die Querträger der Fahrbahn mit Hängesäulen aufgehängt sind. Der Gehweg ist auf konsolartigen Auskragungen der Querträger aufgelagert. Die ganze Fahrbahnplatte ist in der Brückenmitte durchschnitten, um die Übertragung der durch Wärmeschwankungen sich ergebenden Spannungen der Fahrbahn auf die Widerlager zu verhindern.

Die Bogenachse fällt mit der Drucklinie für das Eigengewicht zusammen. Die Spannweite zwischen den Schwerpunkten der Auflagerquerschnitte der Bogenrippen beträgt 60,4 m, die Pfeilhöhe im Scheitel 9,15 m. An den Auflagern beträgt die Höhe der Bogenrippen 2,6 m, die Breite 1,2 m, im Scheitel 1,5 m bezw. 0,8 m; Hängesäulen und Querträger sind in einem Abstande von je 4 m angeordnet, mit alleiniger Ausnahme der Brückenmitte, wo zu beiden Seiten der mit einer Zwischenfuge versehenen Brückenfahrbahn je eine Hängesäule nebeneinander angeordnet wurde, wie dies alles aus der Abb. 332 zu ersehen ist.

Unter jeder Schiene, sowie unter jeder Bogenrippe, als auch am Rande des auskragenden Fußsteiges befinden sich Längsträger. Die Achsenentfernung der Bogenrippen beträgt 4,80 m. Diese beiden Bogenrippen sind bis auf 4,4 m Lichthöhe über der Fahrbahn, soweit es eben das Lichtraumprofil erlaubt, mittels hoher auf die Rippenhöhe durchgehender Querträger und einer Eisenbetonplatte verbunden zwecks besserer Steifigkeit und Verteilung des Winddrucks auf beide Bogenrippen.

Für die Berechnung ist für den Eisenbeton ein Raumgewicht von 2,5 t/m³, für den gewöhnlichen Beton 2,2 t/m³ angenommen worden. Mit Rücksicht auf die Stoßwirkungen der Eisenbahnbetriebsmittel sind für die am stärksten beanspruchten Teile der Fahrbahn die Größtspannungen der Eiseneinlagen zu 800 kg/cm²

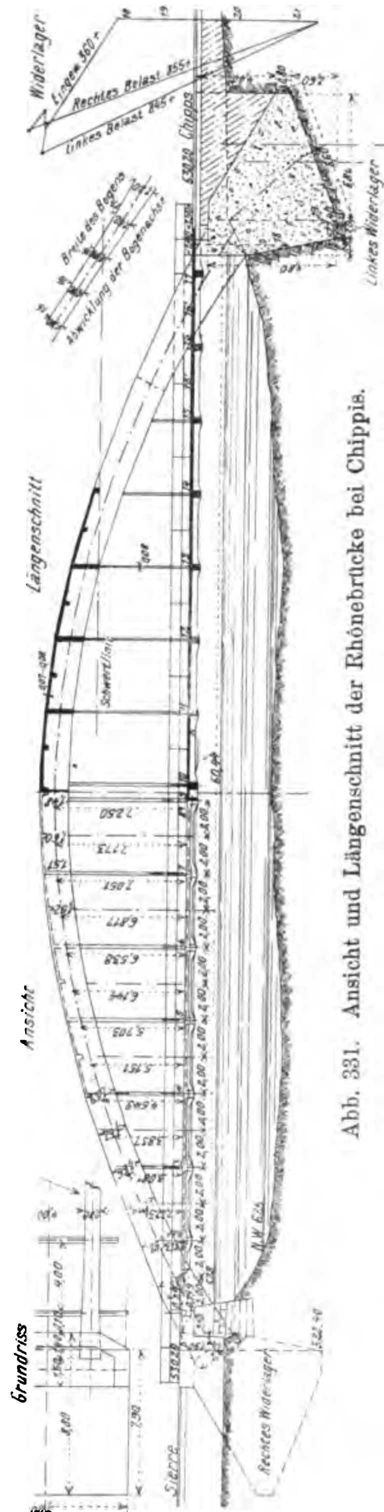


Abb. 331. Ansicht und Längenschnitt der Rhônebrücke bei Chippis.

Abb. 332. Armierungseinzelheiten der Rhônebrücke bei Chippis.

und diejenigen des Betons zu 20 kg/cm² angenommen worden. Als Verhältnis zwischen den Formänderungszahlen des Eisens und des Betons wurde 15 in Rechnung gestellt. Zur Erzielung einer sicheren Kontinuität und einer guten Übertragung der Schubkräfte ist die Eisenarmierung der Längsträger an den Kreuzungsstellen mit den Querträgern als ihren Auflagerpunkten besonders sorgfältig angeordnet worden. Dadurch, daß sich diese Auflagerpunkte infolge Formänderung der Hängesäulen und Bogenrippen heben und senken, wäre streng genommen die Berechnung dieser kontinuierlichen Längsträger eine sehr umständliche gewesen; hiervon wurde abgesehen und die zulässigen Spannungen wurden kleiner angenommen, als erlaubt war. Die Querträger, die Platte und die Hängesäulen sind reichlich armiert, Armierungseinzelheiten sind in der Abb. 332 zu sehen. Bei der Berechnung des Winddrucks ist angenommen worden, daß die Fahrbahnkonstruktion im Widerlager und zwischen den Bogenrippen eingespannt sei. Die Randträger der Fahrbahn sind als Windgurtungen ausgebildet und entsprechend armiert. Von Interesse wäre noch, etwas bezüglich der stattgehabten Belastungsprobe zu erwähnen, diese fand mittels eines Zuges statt, der aus einer Lokomotive von 14 t Gewicht und 1,5 m Radstand und sechs zweiachsigen Wagen von je 31 t Gewicht und 5 m Radstand bei 10 m Pufferabstand zusammengesetzt war. Das Gesamtgewicht betrug 196 t, die Zuglänge 58 m, das Gewicht

für das Längenmeter ungefähr acht Neuntel des der Berechnung zugrunde gelegten. Die Durchbiegungen unter dieser Last wurden berechnet und auch durch Meßapparate beobachtet und sind in untenstehender Tabelle zusammengestellt.

Aus dieser Zusammenstellung geht die Übereinstimmung der Berechnung mit den tatsächlich beobachteten Werten, mit Ausnahme kleinerer Abweichungen bei den Belastungen mit der Lokomotive allein hervor, welche Abweichung durch die Versteifung der Fahrbahnplatte verursacht sein dürfte, welche die konzentrierte Last auf eine größere Anzahl von Hängeplatten verteilt. In der Abb. 334 ist ein Lichtbild dieses Objektes während der Belastungsprobe zu sehen.

Abb. 333. Querschnitt der Rhônebrücke bei Chippis.

Abb. 334 Eisenbahnbrücke über die Rhône bei Chippis.

VI. Eisenbahnbogenbrücken.

Bisher wurden Bogenbrücken besprochen, welche der Überleitung des Fußgänger- und Straßenverkehrs dienten und nur einzelne trugen die Gleise von Straßen-

Befestigung des Apparates	Belastungsart	Durchbiegung in mm	
		gemessen	gerechnet
Scheitel	Lokomotive allein in Mitte	0,5	0,7
„	Belastung der mittleren Viertel	2,6	2,7
„	„ „ drei ersten Viertel	2,3	2,4
„	„ „ drei letzten Viertel	2,3	2,4
„	Totalbelastung	2,0	2,2
Bruchfuge	Lokomotive allein im ersten Viertel	0,7	1,0
„	„ „ „ letzten Viertel	— 0,3	— 0,6
„	Belastung der rechten Hälfte	2,8	3,9
„	„ „ drei ersten Viertel	2,8	2,5
„	„ des letzten Viertels	— 0,7	— 2,3
„	Totalbelastung	1,5	1,6

bahnen (Abb. 212, 227, 277), von Schmalspurbahnen (Abb. 189, 190, 196, 250, 263, 265, 301), von elektrischen Bahnen (Abb. 197, 198) oder von normalspurigen Schleppbahnen (Abb. 315 bis 319, 331 bis 334). In neuester Zeit findet der Eisenbetonbogen auch Eingang unter Gleisen bei Hauptbahnen. Was die Fahrbahnausbildung solcher Eisenbahnbrücken anbelangt, so ist es vor allem angezeigt, die Gleise nicht direkt auf der Tragkonstruktion in irgend einer Weise zu befestigen, sondern man muß trachten, zwischen Gleise und Tragkonstruktion ein elastisches Zwischenmittel einzubringen. Am besten empfiehlt es sich, die Gleise samt den Schwellen in ein Schotterbett zu legen und mit diesen nicht zu sparen; denn ein starkes Schotterbett hat den günstigen Einfluß, die Lasten besser zu verteilen, sowie die Erschütterungen und Stöße herabzumindern. So zeigt die Abb. 208 eine Bogenbrücke für eine zweigleisige Hauptbahn mit einem Schotterbett von 150 cm. Ein weiterer Vorteil eines starken Schotterbettes liegt darin, daß beim Unterkrampen des Oberbaues die Betonkonstruktion nicht so leicht beschädigt werden kann wie bei einem schwachen Schotterbette. Im übrigen sei auf das Kapitel d) dieses Bandes verwiesen.

Als Beispiel einer der neuesten Eisenbetonbogenbrücken unter Hauptbahnen sei erwähnt jene über die Prinzregentenstraße in Wilmersdorf bei Berlin.[1])

Dieses Objekt wurde anläßlich der Erweiterung der Bahnhofsanlagen bei Friedenau-Wilmersdorf erbaut. Die Bahn war bisher an dieser Stelle auf zwei gewölbten Brücken von 15 m Spannweite überführt. Durch die Erweiterung wurde nicht nur der freigebliebene Zwischenraum von 6 m Breite, sondern auch noch eine Verlängerung der Überführung nach beiden Seiten hin überbrückt. Da die Absicht bestand, die Prinz-

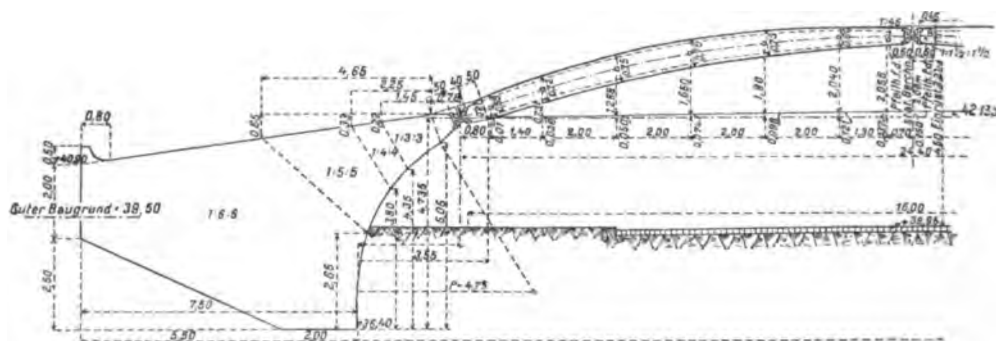


Abb. 335. Längsschnitt der Überführung über die Prinzregentenstraße.

regentenstraße in ihrer vollen Breite von 24 m zu unterführen, war eine lichte Höhe über den Bordsteinkanten von mindestens 3,90 m, in Straßenmitte eine solche von mindestens 4,50 m vorgeschrieben. Hierdurch blieb nur eine kleine Konstruktionshöhe für eine Lösung in Balkenträgern übrig. Da ferner mit Rücksicht auf das Einlegen von Weichen und der Möglichkeit von Gleisverschiebungen über dem Objekt ein durchlaufendes Schotterbett angeordnet werden mußte, entschloß man sich für ein Eisenbetongewölbe. Das Gewölbe stellt einen Dreigelenksbogen von 24,40 m Lichtweite zwischen den Kämpfergelenken vor (Abb. 335). Die Mittellinie wurde zuerst nach dem üblichen Verfahren als Stützlinie für Eigengewicht und halber gleichmäßig verteilter Verkehrslast festgelegt; darauf wurden die Einflußlinien für die Kernpunktsmomente rechnerisch aufgetragen und die Gewölbeform dahin berichtigt, daß die größten Zugspannungen

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1908, Heft I bis III und Beton u. Eisen 1908, Heft IV.

in der oberen und unteren Leibung annähernd die gleichen wurden. Über dem Scheitel ist eine unter 1 : 45 verlaufende Abgleichschicht aufgebracht. Diese Neigung ist so gewählt, daß im Zustande der größtdenkbaren Scheitelsenkung noch ein Gefälle von 1 vH. verbleibt. Der Schlitz über allen Gelenken ist durch Elastikpappe und ein Gleitblech aus Kupfer abgedeckt (Abb. 336). Die Eiseneinlagen sind so bemessen, daß sie allein imstande sind, die Zugspannungen aufzunehmen. Daneben sind aber die Spannungen im Gewölbe unter der Annahme berechnet, daß der Beton sich an der Aufnahme der Zugkräfte voll beteiligt. Nach den so ermittelten Spannungen wurde nach den „vorläufigen Bestimmungen usw." in den verschiedenen Teilen des Gewölbes das Mischungsverhältnis des Betons vorgeschrieben, wovon das nähere in der Zeitschrift für Bauwesen 1908 zu finden ist. Die Widerlager stellen sogenannte verlorene Widerlager vor und sind in mächtigen Formen gehalten. Die Lichtweite zwischen ihren inneren senkrechten Wänden beträgt 29,94 m.

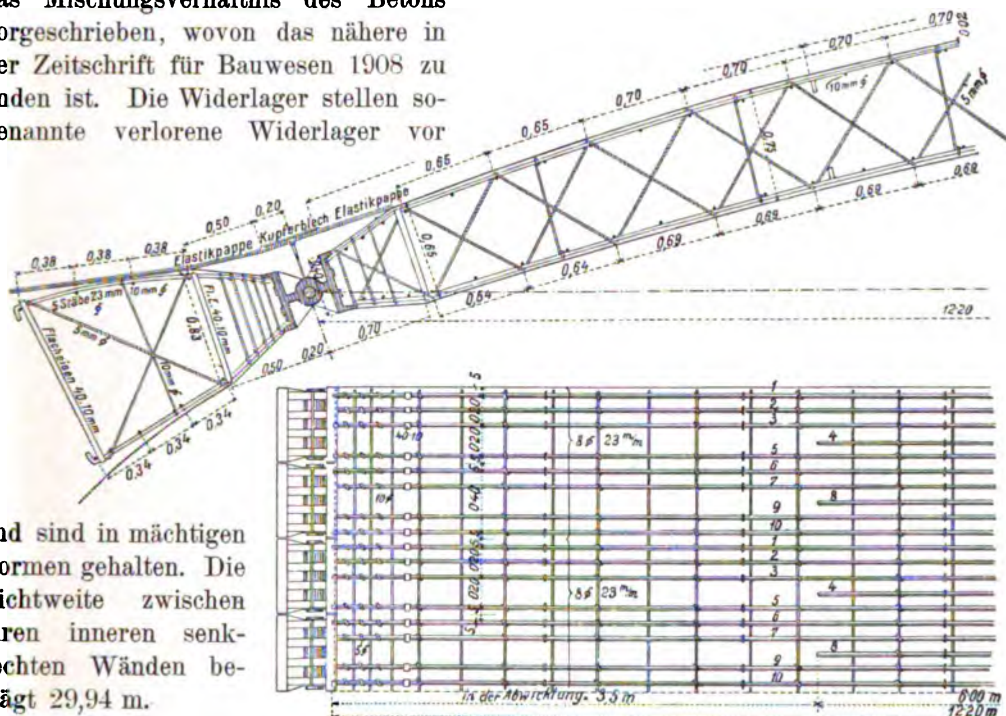


Abb. 336. Armierungseinzelheiten der Überführung über die Prinzregentenstraße.

Die Gesamtkosten der drei neuen Überbauten betrugen rund 150 000 Mark. Der Entwurf ist bis auf die Einzelheiten der Eisenarmierung im Brückenbaubureau der Eisenbahndirektion Berlin bearbeitet worden. Ausgeführt wurde dieses Objekt von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin. Andere Bogenbrücken für Hauptbahnen zeigen die Abb. 106 bis 111, 103 und 194, die Abb. 208 und 209 sowie 210 und 211.

Zum Schlusse möge ein Verzeichnis Platz finden, in welchem eine Reihe von Eisenbetonbogenbrücken von 30 m Lichtweite und darüber tabellarisch zusammengestellt ist. Diese Tabelle kann selbstverständlich auf Vollständigkeit keinen Anspruch erheben, da weder über alle ausgeführten derartigen Bogenbrücken Veröffentlichungen vorliegen, noch sonst irgendwelche Inaugenscheinnahme stattfinden konnte. Jedenfalls wäre es wünschenswert, daß diesem Mangel abgeholfen würde, und wir sind überzeugt, daß sich dieses Material in Kürze finden und zusammenstellen lassen wird.

Verzeichnis von Eisenbetonbogenbrücken von 30 m Lichtweite und darüber.

Brücke	Lichtweite in Metern	Pfeilhöhe in Metern	Pfeilhöhe im Verhältnis zur Lichtweite	Bauweise	Gelenkart	Anmerkung
zu Danville, V. St. A.	30+2×24	12	1 : 2,5	Johnson	eingespannt	zweigleisige Eisenbahnbrücke, Abb. 209
Elsterbrücke im Leipziger Palmengarten	30	—	—	Monier	„	Straßenbrücke, Abb. 177
zu Golbardo, Spanien	30	—	—	Bogenbalken (Ribera)	„	„ „ 292
zu Günthersthal, Bayern	30	—	—	Monier	„	„
zu Imphy über die Loire	10×30	2,4	1 : 12,5	Hennebique	„	„ „ 236
zu Neu-Sandez, Galizien	2×30	–	—	Bogenbalken	„	„ „ 306
zu Örményes, Ungarn	2×30	6,7	1 : 4,5	„	„	„ „ 300
zu Rotterdam	30	—	—	Bogenplattenbalken (Hennebique)	„	Übergangssteg
zu Venice, Cal.	30+2×12	4	1 : 7,5	Bogenbalken	„	Straßenbrücke, Abb. 282
über den Yarifluß, Australien	3×30	—	—	Monier	„	„ „ 188
über den DesMoines-Fluß, V.St.A.	3×30,5	8,3	1 : 3,7	—	„	„
zu Stockbridge, V. St. A.	30,5	3,05	1 : 10	Melan	„	Fußgängerbrücke, Abb. 82
zu Gunzesrieth, Bayern	31	—	—	Monier	„	Straßenbrücke, Abb. 148
Fyansford, Australien	32+2×20	—	—	„	„	„ „ 186
zu Orweil, V. St. A.	32	3,45	1 : 9,3	Bogenbalken mit aufgehängter Fahrbahn	„	„ „ 321
über den Doverkanal, V. St. A.	3×32,5	3,58	1 : 9	Thacher	„	„ „ 213
zu Dayton, V. St. A.	33	4,3	1 : 7,7	—	„	„
zu Green Island, V. St. A.	33	3,46	1 : 9,5	—	„	„
über den Jamesriver V. St. A.	5×33	3,8	1 : 8,7	Johnson	„	„ „ 205
Jubiläumsbrücke, Laibach	33,3	4,37	1 : 7,6	Melan	drei Gelenke	„ „ 70
zu South Bend, V. St. A.	3×33,53	—	—	„	eingespannt	„
zu d'Avranches, Frankreich	33,6	7,15	1 : 4,7	Considère	„	Eisenbahnbrücke, Abb. 249
Illbrücke in Feldkirch	34	3,26	1 : 10,4	Hennebique	„	Straßenbrücke, Abb. 242
zu Zanesville, V. St. A.	24,7 - 34,2	—	—	Thacher	„	„ „ 216
Ennsbrücke bei Raming	35	3,95	1 : 8,8	Monier	„	„ „ 144 und 145
zu Mieres, Spanien	2×35	—	—	Ribera	„	Straßenbrücke
Pena, Spanien	5×35	—	—	Hennebique	„	„
Schafbrücke in Weidenau	35	2,4	1 : 14,6	Monier	„	„ Abb. 183
Thurbrücke bei Billwill	2×35	4	1 : 8,8	Maillard	drei Gelenke	„
im Lake Park, V. St. A.	35,4	6,5	1 : 5,5	Bogenbalken	eingespannt	Fußgängerbrücke, Abb. 284
zu Fogaras, Ungarn	36	17,8	1 : 2	„	„	Eisenbahnbrücke, Abb. 301
zu Mühlhausen i. E.	36	—	—	Monier	„	Straßenbrücke
zu San Juan-Ponce, Porto Rico	36	3,6	1 : 10	—	„	„
im Yellowstonepark, V. St. A.	36	4,5	1 : 8	—	„	„
zu Lugano, Italien	36,4	9,2	1 : 4	Luitpold	„	„ Abb. 293
zu Sentheim	37	—	—	Monier	„	„ „ 176
Isarbrücke in München	2×37	—	—	„	„	„ „ 178
über den Lombrofluß, Italien	2×37,55	—	—	„	„	„ „ 195
zu Zuoz über den Inn	38	3,8	1 : 10	Maillard	drei Gelenke	„ „ 231
zu Topeka, V. St. A.	38,1+2×33,35+2×26,7	5,71	1 : 6,7	Melan	eingespannt	„ „ 78
zu Wildegg, Schweiz	39	3,5	1 : 11	Monier	„	„ „ 122
Ausstellung Bremen	40	4,5	1 : 9	„	„	Fußgängerbrücke
zu Groß-Hollenstein	40+9,5	4,55	1 : 8,8	„	„	Straßenbrücke, Abb. 134
zu Newark, V. St. A.	40	—	—	Melan	„	„ „ 86

Brücke	Lichtweite in Metern	Pfeilhöhe in Metern	Pfeilhöhe im Verhältnis zur Lichtweite	Bauweise	Gelenkart	Anmerkung
Werrabrücke, Meiningen . . .	40	—	—	Melan	eingespannt	Straßenbrücke
zu Roulhon über die Mosel . .	42+2×38	—	—	Hennebique	„	„
zu Dimlach	42	—	—	Monier	„	„
über den Canal du Midi, Toulouse	42	2,64	1 : 16	Bogenplattenbalken (Hennebique)	„	Fußgängerbrücke, Abb. 258
zu Steyr, Österreich	42	2,86	1 : 14,6	Melan	drei Gelenke	Straßenbrücke, Abb. 53 und 55
zu Gorlice, Rußland	2×43,25	—	—	Hennebique	eingespannt	Straßenbrücke
zu Deurne-Merxem, Belgien. .	3×44+2×22	6,50	1 : 6,8	Bogenfachwerk (Hennebique)	„	„ Abb. 320
zu Waidhofen a. Ybbs	44+21	8	1 : 5,5	Monier	„	„ „ 136 und 139
zu Los Angeles, Cal.	44,50	5,49	1 : 8,1	Bogenplattenbalken	„	Straßenbrücke, Abb. 259
zu Pittsburg, V. St. A.	45	9	1 : 5	—	„	„
zu Allersdorf, Österreich . . .	2×46	4,7	1 : 9,8	Monier	„	„ „ 143
über die Mosel bei Wehring .	5×46	—	—	—	„	„
über den Tagliamento	3×48	24	1 : 2	Melan	„	„ „ 75
über die Vienne bei Chatellerault	2×40+50	4,8	1 : 10,4	Hennebique	„	„ „ 241
zu Tiflis, Rußland	2×41+50	—	—	„	„	„
über die Bormida, Italien . .	51	5,1	1 : 10	„	„	„ „ 248
zu Tavanasa, Schweiz	51	5,50	1 : 9,3	Maillard	drei Gelenke	„ „ 235
zu Pyrimont, Frankreich . . .	3×51,5	7,6	1 : 6,8	Bogenbalken	eingespannt	„ „ 298
zu Namur	52	—	—	Hennebique	„	Fußgängerbrücke
zu Novéant-Metz über die Mosel	52,6+43+36,4+17+14+12,5	—	—	Züblin	„	Straßenbrücke
zu St. Lucia über die Idria . .	55	13	1 : 4,2	Monier	„	„ „ 173
zu Lüttich	55	—	—	Bogenplattenbalken (Hennebique)	„	„
zu Decize	2×56	—	—	Hennebique	„	„
zu Chippis über die Rhône . .	59	9,15	1 : 6,4	Bogenbalken mit aufgehängter Fahrbahn	„	Eisenbahnbrücke, Abb. 334
zu Grünwald über die Isar . .	2×70	12,8	1 : 5,5	Monier	drei Gelenke	Straßenbrücke, Abb. 166

Obige Zusammenstellung gibt ein recht anschauliches Bild, in welch schneller und umfassender Art von der Eisenbetonbauweise im Bogenbrückenbau in der verschiedensten Form Gebrauch gemacht wurde. Sie gibt aber auch gleichzeitig eine Anregung zu Untersuchungen, in welchen Fällen die eine oder die andere Ausführungsweise vorzuziehen sein wird, und dem entwerfenden Ingenieur ist gewiß in dem vorliegenden Kapitel Material geboten, um gegebenenfalls mit Sicherheit eine richtige und zugleich praktische Lösung der ihm gestellten Aufgabe zu finden. Selbstredend wird er folgende allgemeine Gesichtspunkte beachten müssen: Beschaffenheit des Baugrundes für die Widerlager und Zwischenpfeiler, örtliche Lage in bezug auf Gewinnung der nötigen Baumaterialien (Schotter, Sand), sowie die übrigen, für den Entwurf notwendigen grundlegenden Daten, als Stützweite, Pfeilverhältnis, Steigungsverhältnis der Fahrbahn und hauptsächlich auch die Frage ob mit bezug auf die Wasserstandsverhältnisse, auftretenden Hochwässer und anderen Umstände die Durchführung der Lehrgerüstungen, beeinflußt, ermöglicht oder überhaupt in Frage gestellt wird. Natürlich wird überall auch der Kostenstandpunkt zu berücksichtigen sein. Selbst die größten Lichtweiten werden für die Ausführung gewölbter Eisenbetonbrücken kein Hindernis bilden, wenn

sonst die Verhältnisse derartige sind, daß man Aussicht hat, die Aufgabe [mit Erfolg zu lösen. Besonders kommt den großen Spannweiten jedoch zugute, daß die Einflüsse der zufälligen Belastung mit Rücksicht auf die Größe der Eigenlast keine großen sein werden und infolgedessen auch der Wechsel der Beanspruchungen ein kleinerer sein wird als bei geringeren Spannweiten, weshalb man und mit Rücksicht auf den weiteren Umstand, daß bei derartigen Objekten die Materialproben in ausgedehnterem Maße zur Durchführung gelangen, bei Aufstellung des Entwurfs mit größeren Spannungsziffern wird rechnen dürfen; diese größeren Spannungsziffern werden insbesondere gefördert durch die reichliche Anwendung der Spiralarmierung oder des umschnürten Betons. Die vorstehenden Angaben geben einen Fingerzeig, daß der Entwicklung und Anwendung weitgespannter Eisenbetonbogenbrücken jedenfalls die Zukunft gehört.

Literatur.

Werke.

Beton-Kalender, Berlin 1906, 1907.
Christophe, P., Le Béton armé, Paris 1902.
Howe, Symmetrical Masonry Arches, New-York 1906.
Kersten, Brücken in Eisenbeton. Teil II. Bogenbrücken, Berlin 1907.
v. Leibbrand, K., Gewölbte Brücken, Leipzig 1897.
Melan, Die Brücke Chaúderon—Montbenon, Berlin 1906.
Reid, Concrete and Reinforced Concrete Construction, New-York 1907.
Schönhöfer, Statische Untersuchung von Wölbtragwerken, Berlin 1908.

Broschüren.

Beproeving der Viaduct in Gewapend Beton Te Rotterdam.
Concrete Steel Bridges, New-York 1907.
International Engineering Congress 1904, Paper Nr. 74.
Los Progresos Del Hormigón Armado En Espana por Ribera 1907.
Ponti ad Arco in Calcestruzzo Armato, Torino 1902.
The National Bridge Co., Indianapolis 1907.

Zeitschriften.

Annales des Ponts et chaussées, Paris 1887.
Beton u. Eisen, 1902 bis 1907.
Bulletins techniques de la Suisse Romande, 1903.
Concrete 1907.
Concrete Engineering 1907.
De Ingenieur, s'Gravenhage 1907.
Deutsche Bauzeitung (Zementbeilage), 1903 bis 1907.
Engineering News, New-York 1902 bis 1907.
Engineering Record, New-York 1906 bis 1907.
Génie civil, Paris 1886, 1903.
Ingeniören, Kopenhagen 1907.
Le Béton armé, Paris 1904 bis 1907.
Railroad Gazette, 1905.
Schweizerische Bauzeitung, Zürich 1888, 1907.
Technische Blätter des deutschen polytechn. Vereins in Böhmen, 37. Jahrgang.
Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien 1904.
Wochenschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins, Wien 1891.
Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1894.
Zeitschrift des Ing.- u. Arch.-Vereins in Hannover, 1898.
Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Wien 1893, 1898.
Zement u. Beton, Berlin 1906, 1907.

b) Balkenbrücken und Überdeckungen.

Bearbeitet von **W. Gehler**, Regierungsbaumeister a. D., Oberingenieur der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden.

A. Einleitung.

1. Unterschied zwischen Decken und Brücken.

Die im IV. Band behandelten Deckenkonstruktionen haben den Zweck, einen wagerechten Abschluß für einen polygonalen, meist ringsum geschlossenen Raum zu bilden, und können daher in der Regel auch allseitig gelagert werden. Die Brücken dagegen erfüllen die Aufgabe, einen Verkehrsweg über ein Hindernis, auf welches dieser stößt, hinwegzuführen. Es ist daher bei ihnen eine Richtung, die Längsrichtung des Verkehrsweges, besonders ausgeprägt. Den Abschluß in dieser Längsrichtung bilden die beiden Widerlager, zwischen welche sich die Brücke spannt.

Während ferner in den geschlossenen Räumen die Decken hauptsächlich nur ständige Lasten und verhältnismäßig kleine Verkehrslasten, die mehr oder weniger über den Raum verteilt sind, auf die Umfassungswände zu übertragen haben, kommen für die Brücken besonders Radlasten, also Einzellasten in Betracht, die im Verhältnis zum Eigengewicht groß sind und auf eine kleine Fläche wirken.

Ferner ist bei den Decken in der Regel nur mit ruhender Last zu rechnen, da die schweren Lasten nur selten ihren Ort verändern. Nur in Maschinenräumen ist ein Stoß- oder Schwingungszuschlag zu berücksichtigen. Dagegen sind für die Brücken von besonderer Bedeutung die unbegrenzte Ortsveränderung der bewegten Einzellasten oder Lastenzüge und die Erschütterungen und Schwingungen des Tragwerks, welche die Lasten infolge der mit Rücksicht auf die Zugtiere rauheren Fahrbahn hervorrufen.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Brücken in der Regel den Einflüssen der Witterung und besonders der Einwirkung von Wasser und Wärme ausgesetzt sind, während die Decken meist in geschlossenen Räumen liegen.

Im folgenden sollen nur die durch die Eigenart der Brücken bedingten Sonderheiten für das Entwerfen und für die Ausführung erörtert werden, während betreffs der den Brücken und Decken gemeinsamen Eigenschaften auf das Kapitel IX verwiesen wird.

2. Entwicklung des Brückenbaues.

Als erste Kunstform des Brückenbaues finden wir bei den ältesten Kulturvölkern außer den hölzernen die Kragsteinbrücken, welche wie ein Steinwall mit nur $^1/_3$ Durchflußöffnung wirkten, bis schließlich die Lehrmeisterin Natur mit der zerstörenden Wirkung der Wasserkräfte den Menschen zur Vergrößerung des freien Querschnitts zwang und ihn damit zur Erfindung des Gewölbes führte, und zwar besonders an solchen Orten, wo sie ihm nur kleine plattenförmige Steine darbot. Mit dieser bedeutsamsten Erfindung im Brückenbau war die Aufgabe gelöst, die Druckfestigkeit des Steines möglichst auszunutzen. Nach der Blütezeit der Wölbbrücken im Verkehrszeitalter der Römer, deren Gewölbe durch die Halbkreisform und daher durch die

begrenzten Spannweiten (bis zu rund 30 m), ferner durch die im ganzen Bogen gleiche Gewölbestärke und schließlich durch die Ausbildung aller Pfeiler als Gruppenpfeiler besonders gekennzeichnet sind, folgte im kirchlichen Mittelalter der Verfall der Brückenbaukunst und endlich im 17. Jahrhundert ihre Wiederbelebung durch die Begründung der Ingenieurwissenschaft in Frankreich unter Louis XIV.

Die Errungenschaften der Mathematik und der Naturwissenschaften wurden in der Statik der Baukonstruktionen und in der Kenntnis der Baustoffe der Technik nutzbar gemacht. Sie führten im 19. Jahrhundert zu dem Bestreben größter Materialausnutzung im Zeitalter der eisernen Brücken, die dem Holzbalken oder Steingewölbe nachgebildet wurden und die dritte Grundform, die gigantischen Hängebrücken brachten.

Mit dem neuen Jahrhundert brach das Zeitalter der Eisenbetonbrücken an. Ihr Grundgedanke ist bekanntlich die Vereinigung der Vorteile des druckfesten künstlichen Steines, des Betons, und des zugfesten Eisens. Noch sind die Eisenbetonbrücken zu jung, um eine Geschichte derselben schreiben zu können. Ihre Entwicklung gleicht naturgemäß vielfach der der älteren Schwestern, der eisernen Brücken. Es mußten jedoch neue Lösungen gefunden werden, die der Eigenart des neuen Baustoffes Rechnung tragen.

Mit Freuden ist es zu begrüßen, daß die Kinderkrankheit „der Systeme" bereits überwunden zu sein scheint und die führenden Firmen es als ihre Aufgabe ansehen, ihre Geheimnisse und Erfahrungen preiszugeben gegen den Vorteil, das Gebiet der Anwendungen zu erweitern.

3. Unterschied zwischen Balken und Bogen.

Die beiden ältesten und wichtigsten Grundformen im Brückenbau sind der Balken und der Bogen, die eine besonders für die Ausführung in Holz, die andere für die in Stein geeignet. Um die Eigenart der Balkenbrücken zu erkennen, ist es erforderlich, einen kurzen statischen Vergleich mit dem Bogen anzustellen.

Bestimmt man in Abb. 1 und 2 die Mittelkraft aller Kräfte, die auf das links vom Schnitt t—t liegende Stück wirken, also R bezw. K, zerlegt ferner K in S und N und bringt schließlich im Schwerpunkte des Querschnitts zwei sich aufhebende Kräfte von der Größe R bezw. N an, so erkennt man folgende Kraftwirkung:

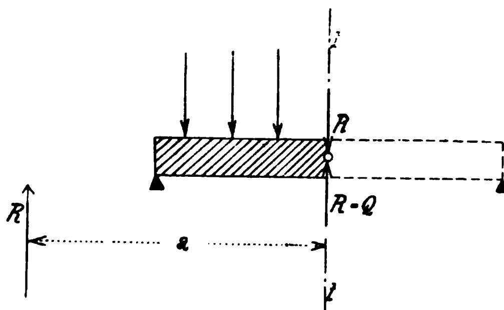


Abb. 1.

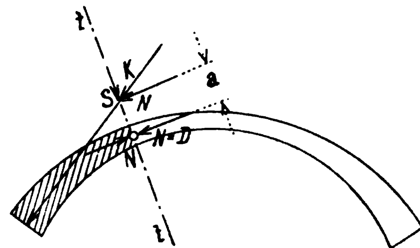


Abb. 2.

Im Querschnitt des Balkens wirkt das Moment $M_1 = Ra$, in dem des Bogens $M_2 = Na$. Da der Hebelarm a beim Balken verhältnismäßig groß ist, beim Bogen dagegen klein, so ist das Biegungsmoment beim Balken im Verhältnis groß, beim Bogen jedoch klein.

Von den äußeren Kräften bleibt sodann beim Balken noch die Scher- oder Querkraft $Q = R$ übrig, beim Bogen die Druckkraft $D = N$ sowie die Scherkraft S. Beim

Balken wirkt somit außer dem großen Moment M_1 vor allem die Querkraft $Q = R$, welche gleich der Summe aller Kräfte links vom Schnitt $t—t$ ist und folglich mit der Stützweite und der Belastung beständig wächst. Beim Bogen dagegen verläuft die Kraft infolge der Auflagerbedingungen in der Längsrichtung des Gewölbes nach der sogenannten „Stützlinie“. Das Biegungsmoment $M = N \cdot a$ und vor allem die Scherkraft S werden um so kleiner, je enger sich die Stützlinie der Mittellinie des Bogens anschmiegt, so daß als hauptsächlichste äußere Kraft die Druckkraft N verbleibt.

Betreffs der Scherkräfte kommt beim Bogen noch folgender günstige Umstand in Betracht. Bei einem weitgespannten flachen Gewölbe ist die Druckkraft im Verhältnis zu den lotrechten Lasten sehr groß; sie bedingt demnach einen erheblichen Druckquerschnitt, also ein hohes Eigengewicht. Wenn daher einmal die Mittellinie des Bogens richtig gekrümmt ist, so wird die Abweichung der Stützlinie von derselben, selbst bei ungünstigster Stellung der im Verhältnis zum Eigengewicht kleinen Verkehrslasten nur gering sein. Bei einem hohen Gewölbe von geringer Spannweite sind die Druckkräfte beträchtlich kleiner, die Abweichung der Stützlinie von der Mittellinie daher infolge der dann verhältnismäßig hohen Verkehrslasten größer. Nun schmiegt sich nach der Elastizitätslehre die Stützlinie der Mittellinie aber umsomehr an, je schwächer, also je elastischer das Gewölbe ist, und zwar müssen sich beide Linien mindestens dreimal schneiden; bei dünnen Gewölben ergeben sich oft bis zehn solcher Schnittpunkte. Das Gesetz von der kleinsten Formänderungsarbeit oder auch des kleinsten Zwanges, welches sich in dieser Erscheinung äußert, bewirkt somit bei einem Bogen, daß sich die Stützlinie der Mittellinie möglichst anpaßt, so daß in der Regel die Scherkräfte S vollständig vernachlässigt werden können. Diese Anschmiegung des Kraftstromes an die Form des Trägers ist jedoch nur beim Bogen zu erwarten, beim frei aufliegenden Balken dagegen nicht möglich.

Das Ergebnis dieser Betrachtung ist daher, daß der Balken jedenfalls biegungsfest, vor allem aber auch scherfest, d. h. starr oder steif, der Bogen dagegen vor allem druckfest sein muß, vorausgesetzt, daß er richtig gekrümmt ist.

Diese notwendige Forderung der Steifigkeit für den Balken ist umsomehr zu beachten, je größer die Stützweite ist. Wenn auch für kleinere Stützweiten die Wirkung der Querkräfte auf Grund zahlreicher Erfahrungen weniger Berücksichtigung erfordert, so muß doch bei größeren Stützweiten besonderes Gewicht auf sie gelegt werden.

4. Balken und Bogen aus Eisenbeton.

Im Anschluß an die Betrachtung dieser statischen Eigenschaften, die allgemein für die Balken und Bogenbrücken gelten ohne Rücksicht auf den Baustoff, sollen noch kurz die wichtigsten Fragen erörtert werden, die für und gegen die Ausführung von Eisenbetonbrücken im Vergleich mit steinernen und eisernen Brücken in Betracht kommen.

Für Bogenbrücken kann die Ausführung in Eisenbeton den wesentlichen Vorteil der freieren Gestaltung des Gewölbes bieten, da die infolge der Biegungsmomente etwa auftretenden Zugspannungen vor allem durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden und sich daher die Gewölbeform nicht so ängstlich der Stützlinie anzupassen braucht. Ferner gewährt ein Eisenbetonbogen gegenüber den Stein- oder Betongewölben besonders bei kleineren Spannweiten den Vorteil der geringeren Gewölbestärke; er wird demnach bedeutend dünner und damit auch ungleich elastischer als diese, so daß die unberechenbaren Nebenspannungen infolge der Wärmewirkung und der sonstigen statisch unbestimmbaren Kräfte in unschädliche elastische Formänderungen umgesetzt werden.

Die Vorstellung der weitgehenden Materialausnutzung, die man allgemein mit dem Begriff „Moniergewölbe“ verbindet, verleitet aber oft zu der fälschlichen Annahme, daß man auch Balkenbrücken in Eisenbeton außerordentlich dünn ausführen könnte.

Der Zusammenhalt aller Teile einer wie aus einem Guß hergestellten Brückentafel aus Eisenbeton bietet zwar eine erhebliche Sicherheit gegen örtliche Überanstrengungen. Auch wird durch das verhältnismäßig große Eigengewicht die gefährliche Wirkung der Stöße und der periodischen Schwingungen verringert, die bei eisernen Balkenbrücken von geringer Trägerhöhe oft bedenkliche Beanspruchungen sowie eine Lockerung der Nietverbindungen herbeiführen kann. Die zulässige Verminderung der Trägerhöhe einer Eisenbetonbrücke ist aber doch hauptsächlich wegen der Wirkung der Scher- und Druckkräfte begrenzt. Wie bei den eisernen Brücken in ihrer ersten Entwicklung wurden auch bei den Eisenbetonbrücken in der Berechnung anfangs nur die Biegungsmomente berücksichtigt und erst später wurde auch der Wichtigkeit der Scherkräfte größere Beachtung geschenkt.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen der Berechnungsweise von eisernen und Eisenbeton-Brücken liegt aber in der bei jenen erreichbaren größeren Schärfe der Rechnung, wodurch zugleich das Anwendungsgebiet beider Baustoffe gekennzeichnet wird. Während im Eisenbrückenbau allenthalben das Bestreben nach möglichst vollkommener statischer Klarheit und Bestimmtheit in den Anschlüssen der Stäbe, in der Stützung und Lagerung, z. B. der Fahrbahntafel auf den Gurten, zu erkennen ist, um Nebenspannungen nach Kräften zu vermeiden und den Baustoff möglichst auszunutzen, ist die Eisenbetonbauweise durch die Art der Herstellung wie bei einem Stück aus einem Gusse auf statisch unbestimmte Verbindungen der einzelnen Teile angewiesen. Diese erschweren die klare Berechnung, bieten aber den Vorteil eines innigen Zusammenhaltes der einzelnen Teile. Die Ausführung in Eisenbeton empfiehlt sich daher besonders bei verwickelter Grundrißanordnung der Fahrbahntafel und dadurch erforderlicher statisch unbestimmter Verbindungen der Tragwerkteile, weil dann auch bei der Ausführung in Eisen eine volle Ausnutzung des Materials nicht möglich ist und der Zusammenhalt des Eisenbetons einen hohen Sicherheitsgrad gewährt (siehe u. a. Beispiel Nr. 5, Abschnitt H).

Eine besondere Bedeutung haben schließlich noch die Balkenkonstruktionen aus Eisenbeton für Bogenbrücken größerer Spannweite, und zwar für die Ausbildung der auf Einzelstützen ruhenden Fahrbahntafel. Hierdurch ist ein Mittel gegeben, das Eigengewicht der Wölbbrücken beträchtlich herabzusetzen, wodurch die Grenze der Ausführbarkeit weitgespannter massiver Bogenbrücken erheblich erweitert wird.

Zum Schluß sollen noch kurz die Vorteile der Eisenbetonbrücken denen der eisernen Brücken gegenübergestellt werden. Ein wesentlicher Vorteil der eisernen Brücken ist die Möglichkeit, sie mit weniger Rüstung und verhältnismäßig rasch aufstellen oder sie auch einschieben und einfahren zu können. Dieser Zeitgewinn ist oft, z. B. in dem Eisenbahnbetriebe, von Bedeutung. Dagegen hemmt bei den üblichen Eisenbetonbrücken leider die für das Abbinden und Erhärten notwendige Schonzeit, sowie oft auch die Rücksichtnahme auf Frostwetter einen raschen Baufortschritt. Ferner ist für die Eisenbetonbrücken ein weit größerer Aufwand an Rüstungen nötig, der bei Überbrückungen von Flußläufen das Durchflußprofil einschränkt. Bei Eisenbetonbrücken über Verkehrswegen, z. B. Eisenbahngleisen, geht ferner durch den für die Schalung erforderlichen Raum zwischen dem Lichtraumprofil und der Fahrbahntafel ein Teil der verfügbaren Bauhöhe verloren.

Dagegen sind als wesentlichster Vorteil der Eisenbetonbrücken die geringen Unterhaltungskosten anzusehen, weil zunächst die bei eisernen Brücken notwendigen teuren wiederholten Anstriche nicht in Betracht kommen. Da ferner bei einer sachgemäßen Ausführung der Entwässerung und Dichtung ein Rosten der Eiseneinlagen nach den bisherigen Erfahrungen ausgeschlossen erscheint, ist für Eisenbetonbrücken die Standsicherheit auf eine größere Lebensdauer anzunehmen wie für Eisenbrücken, welche der Rost und die Rauchgase beständig gefährden. Auch sind in der Regel die Herstellungskosten wesentlich geringer, besonders dann, wenn bei verwickelten Eisenkonstruktionen schwierige Anschlüsse mit teurer Nietarbeit erforderlich werden. Überdies gewährt das große Eigengewicht der Eisenbetonbrücken, wie schon erwähnt, einen hohen Sicherheitsgrad gegen die schädlichen Wirkungen der Erschütterungen und Stöße. Auch ist der Umstand, daß die Festigkeit des Betons mit zunehmender Erhärtung, also mit dem Alter beständig wächst, als ein günstiger Faktor zu bezeichnen. Als weitere Vorteile der Eisenbetonbrücken kommen noch die Vermeidung von lärmendem Geräusch beim Befahren, die völlige Feuersicherheit und die Möglichkeit einer monumentalen, architektonischen Gestaltung in Betracht. Schließlich ist es vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus als erfreulich zu bezeichnen, daß im Gegensatz zu den Eisenbauten ein größerer Teil der Materiallieferung, nämlich der des Kiessandes, Feinschlages und des Klarschlages, in der Regel nicht dem Großhandel, sondern meist den kleinen Gruben- oder Bruchbesitzern in möglichster Nähe der Baustelle zufällt.

Das „Ceterum censeo“ aller Betrachtungen über Eisenbetonbauten ist und bleibt aber ganz besonders für Brücken die Notwendigkeit sorgfältigster Ausführung, die daher nur vertrauenswürdigen Spezialfirmen übertragen werden sollte, zumal da es nach Fertigstellung der Betonierungsarbeiten kaum möglich ist, innere schadhafte Stellen zu erkennen oder eine Verstärkung zu schwacher Bauteile vorzunehmen.

B. Die Grundformen der Balkenbrücken aus Eisenbeton.

Die Balkenbrücken sind nach ihrem Zwecke einzuteilen in:

1. Straßen- oder Fußgängerbrücken und sogenannte Überdeckungen, durch die eine Straße oder ein Fußweg über ein Verkehrshindernis geführt wird,
2. Eisenbahnbrücken, womit hier Brücken unter Eisenbahngleisen bezeichnet werden sollen;
3. Kanalbrücken, durch die ein Kanal über einen Verkehrsweg oder einen Wasserlauf geleitet wird.

Die letzte Art wurde bereits in Band III, 2 behandelt, die zweite Art ist dem Kapitel Eisenbahnbau angegliedert. Wir haben uns hier somit nur mit der ersten Art, welche die bei weitem größte Zahl der ausgeführten Eisenbetonbrücken umfaßt, also mit den Straßen- und Fußgängerbrücken und den sogenannten Überdeckungen zu beschäftigen.

Die Balkenbrücken und die Überdeckungen unterscheiden sich voneinander nur durch die Breite der Brückentafel, die bei den Überdeckungen in der Regel erheblich größer als die Lichtweite ist. Während bei den Balkenbrücken infolge der geringen Breite die Fahrzeuge meist nur in der Längsachse der Brücke fahren können, ist bei der großen Breite der Überdeckungen auch jede andere beliebig gekreuzte Fahrtrichtung möglich.

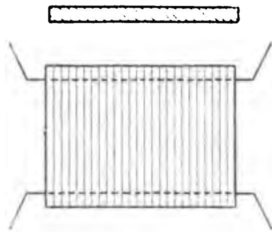
Hinsichtlich der Gestaltung des Brückenquerschnitts sind zu unterscheiden:

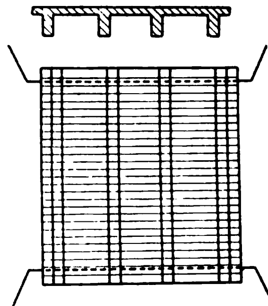
I. Platten, (Abb. 3)

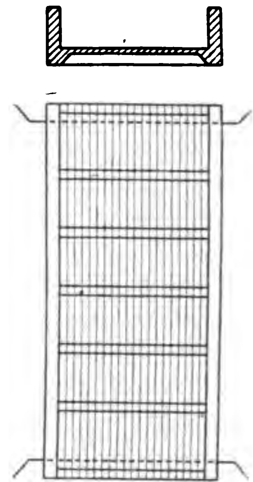
II. Plattenbalken oder Rippenplatten mit obenliegender Fahrbahn (Abb. 4), und

III. Tragwerke mit versenkter Fahrbahn (Abb. 5).

Die Platten[1]) sind durch die ebene Unterfläche (Abb. 3) gekennzeichnet, die Plattenbalken oder Rippenplatten dagegen, welche statisch in Platte und Balken zu zerlegen sind, durch die Rippen an der Unterfläche (Abb. 4), endlich die Tragwerke mit versenkter Bahn (Abb. 5) durch zwei über die Fahrbahnoberfläche reichende Haupttragwände, die durch Querträger verbunden werden. Die Platte ist in den Fällen I und III in der Längsrichtung des Verkehrsweges, im Falle II quer zu diesem gespannt. Die Brückenträger zwischen den beiden Widerlagern werden im Falle I durch die Platte selbst, im Falle II durch die Tragrippen oder Hauptbalken, dagegen im Falle III durch die Tragwände mit den sie verbindenden Querträgern gebildet.


Abb. 3.


Abb. 4.


Abb. 5.

Jede der obengenannten, durch die Ausbildung des Tragwerkquerschnitts gekennzeichneten Grundformen kann durch die Gestaltung des Brückenlängsschnitts in statischer Beziehung in Unterabteilungen gegliedert werden, und zwar sind mit Rücksicht auf die Art der Stützung des Tragwerks, d. i. seiner Verbindung mit den Widerlagern, zu unterscheiden:

a) der einfache Träger, welcher als Balken auf zwei Stützen frei auf den beiden Widerlagern ruht (Abb. 6),

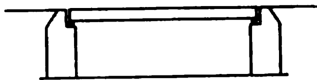
b) der durchlaufende oder kontinuierliche Träger, der auf mehreren Stützen gelagert ist (Abb. 7),

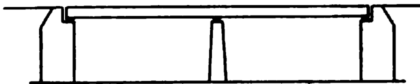
c) der Kragträger, d. i. ein einfacher oder durchlaufender Träger, dessen Enden über die Endstützen hinaus verlängert, aber dort nicht nochmals besonders abgestützt sind (Abb. 8),

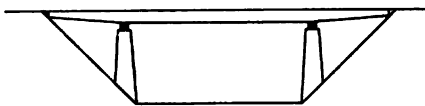
d) der eingespannte Träger und der Rahmenträger, d. s. Träger, welche mit den Widerlagern starr verbunden sind, oder mit diesen einen festen Rahmen bildet (Abb. 9), und

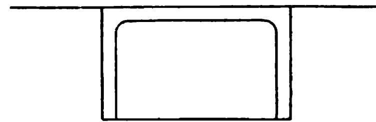
[1]) Die Begriffe für die oft verschieden angewendeten Worte Träger, Platte, Balken und Rippe wollen wir folgendermaßen gebrauchen. Unter Träger soll der statische Begriff eines tragenden Stabes mit quer zur Stabachse wirkenden Kräften, jedoch ohne Rücksicht auf seine Querschnittsform verstanden werden. Im Gegensatz hierzu wollen wir mit Platte einen Träger mit weit überwiegender Breitenabmessung, mit Balken einen solchen mit überwiegender Höhenabmessung und mit Rippe einen mit einer Platte untrennbar verbundenen Balken bezeichnen.

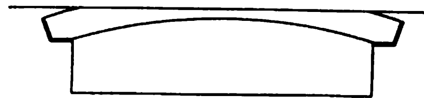
e) der Bogenbalkenträger, ein eigenartiges Mittelding zwischen Bogen und Balken, bei dem außer der Einspannung der Trägerenden auch die infolge der lotrechten Belastung entstehenden wagerechten Auflagerwiderstände ausgenutzt werden (Abb. 10).


Abb. 6.


Abb. 7.


Abb. 8.


Abb. 9.


Abb. 10.

Endlich ergeben sich durch die Art, in welcher die Wandfläche des Trägers ausgebildet wird, die Unterabteilungen der vollwandigen, der durchbrochenen und der Fachwerkträger.

I. Die Platten.

Bei Stützweiten von 1,5 bis ungefähr 5 m, für welche sich die Trägerhöhe in der Regel zu nur 0,15 bis 0,40 m gibt, lohnt es sich meist noch nicht, den Brückenquerschnitt in Rippen und Platten aufzulösen. Man wählt daher als Form für diese kleinsten Balkenbrücken die der einfachen Platte mit ebener Unterfläche.

Zahlreiche Anwendung findet diese Anordnung besonders für Durchlässe in Straßen- oder Eisenbahndämmen. Bei gutem Baugrund und ausreichender Überschüttungshöhe — die allerdings meist vorhanden ist, weil der Durchlaß in der Regel an der tiefsten Stelle des Dammes liegt — wird zwar ein gewölbter Durchlaß aus Stampfbeton fast stets wirtschaftlicher sein. Dagegen tritt die Eisenbetonplatte in erfolgreichen Wettbewerb bei beschränkter Bauhöhe und bei unsicherem Baugrund, der z. B. bei der Führung von Dämmen über sumpfige Wiesen häufig den Bau eines gewölbten Durchlasses erschwert oder unmöglich macht.

Für die statische Grundform der Platten aus Eisenbeton ist vor allem die Wahl des Baustoffes der Widerlager von Bedeutung. Widerlager aus Ziegel oder Bruchsteinmauerwerk werden meist dann bevorzugt, wenn der Betonkiessand schwer zu beschaffen ist oder die Gründungs- und Widerlagerkörper gleichzeitig mit der Dammschüttung von dem Tiefbauunternehmer hergestellt werden sollen. Solche gemauerte Widerlager, auf denen die Eisenbetonplatte als Balken auf zwei Stützen ruht, wie Abb. 11 in der einfachsten Anordnung zeigt, empfehlen sich jedoch nur bei zuverlässigem Baugrunde. Zur gleichmäßigeren Verteilung des Druckes bei wenigergünstigen Bodenverhältnissen können beide Widerlager auf eine gemeinsame Betonplatte gestellt werden (Abb. 12). Führt man dagegen die Widerlager in Beton aus und unmittelbar danach die Eisenbetonplatte, so empfiehlt es sich, die Platte nicht frei zu lagern, sondern den Vorteil der Einspannung oder Verankerung zur Verminderung der Plattenstärke und zur Versteifung der Widerlager zu benutzen, so daß ein dreiseitiger Rahmen entsteht. Falls auf die Sohle ein Auftrieb infolge des Grundwassers wirkt, kann diese

mit dem Betonwiderlager vorteilhaft in der Form eines umgekehrten Betongewölbes verbunden werden.

Bei unsicherem Baugrunde gewährt die Ausführung des Durchlasses in Eisenbeton den großen Vorteil, daß auch diese Grundplatte mit den Widerlagern fest verbunden und so der ganze Querschnitt als biegungsfester vierseitiger Rahmen ausgebildet werden kann (Abb. 13). Eine solche allseitig geschlossene Röhre aus Eisen-

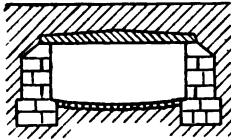


Abb. 11.

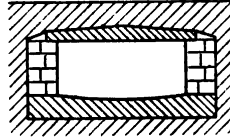


Abb. 12.

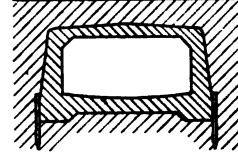


Abb. 13.

beton wird sich besonders dann eignen, wenn auf die Widerlager wagerechte Kräfte wirken, die ein Gleiten auf der vielleicht schlüpfrigen Bodenfuge hervorzurufen drohen.

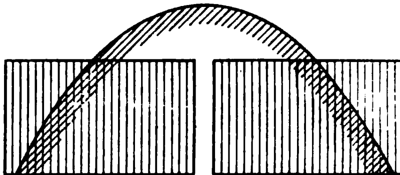


Abb. 14.

Bei großer Breite des Durchlasses wird dieser wohl auch durch eine Zwischenwand in zwei Öffnungen geteilt. Diese Grundform empfiehlt sich jedoch nur bei sehr beschränkter Bauhöhe oder auch bei schwierigen Bodenverhältnissen, da andernfalls ein gewölbter Betondurchlaß mit gleich großem Durchflußprofil (Abb. 14) in der Regel wirtschaftlicher ist.

Ebenso wie für die statische Grundform ist auch für die **konstruktive Ausbildung** vor allem der Baustoff des Widerlagers entscheidend. Auf gemauerten Widerlagern aus Ziegeln oder Bruchsteinen wird die Eisenbetonplatte nach Abb. 15 oder 16 als einfacher Träger gelagert. Bei der Ausführung nach Abb. 15 ist eine sorgfältige Dichtung der Fuge *AB* erforderlich, die in der Ausführung nach Abb. 16 vermieden ist. Vorteilhaft wirkt jedoch die Hintermauerung, welche gegenüber Abb. 16 einen sicheren Halt gegen wagerechte Verschiebungen der Platte gewährt.

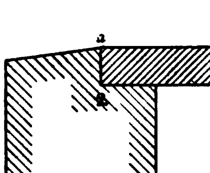


Abb. 15.

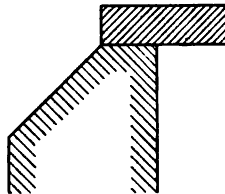


Abb. 16.

Sind dagegen Beton- oder Eisenbetonwiderlager vorgesehen, so wird in der Regel die Platte fest mit ihnen verbunden, so daß ein dreiseitiger oder vierseitiger Rahmen (Abb. 17) entsteht und die Platte als ein teilweise oder vollständig eingespannter Träger aufzufassen ist, der eine geringere Bauhöhe und weniger Eiseneinlagen erfordert als der einfache Träger.

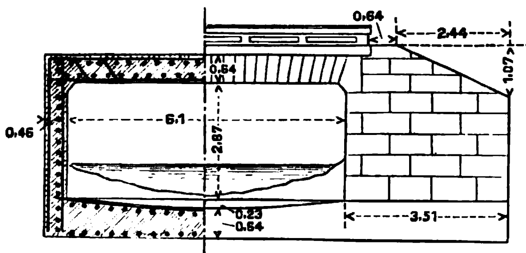


Abb. 17.
Vierseitiger Rahmendurchlaß.[1])

Die Oberflächen der Plattenbrücken sind gewöhnlich, wie auch Abb. 11, 12 u. 13 zeigen, sattelförmig nach den Widerlagern zu abgedacht, um eine gute Entwässerung zu erzielen. Gleichzeitig erhält

[1]) Ausgeführt von der „Expanded Metal Fire Proofing Co." in St. Louis.

man dadurch in der Plattenmitte eine größere Trägerhöhe. Bei Durchlässen mit zwei Öffnungen und frei gelagerten Platten wird diese Abschrägung zumeist durch Ausgleichung mit einem mageren Beton über der Mittelstütze hergestellt (Abb. 18), bei Rahmenbrücken (Abb. 19) wird dagegen häufig die parallelflächige Platte in die Neigung gelegt.

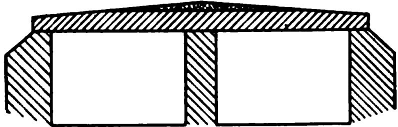


Abb. 18.

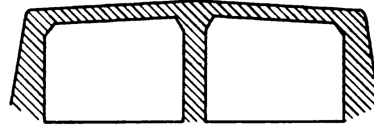


Abb. 19.

Betreffs der Dichtung ist dasselbe zu sagen wie bei den größeren Brücken (vergl. S. 307).

Bei Durchlässen von mehr als 20 m Länge ist die Zerlegung in einzelne Abschnitte durch Anordnung von Trennungsfugen zur Verhinderung von Rissebildungen empfehlenswert, um der selbsttätigen Bildung von Rissen an Stellen, wo sie gefährlich werden könnten, entgegenzutreten. Besonders an den Stellen $a-a$ (Abb. 20) werden häufig infolge der verschiedenen Belastung und der Sonnenbestrahlung der Stirn und Flügel Risse beobachtet, denen durch Trennungsfugen vorgebeugt werden kann.

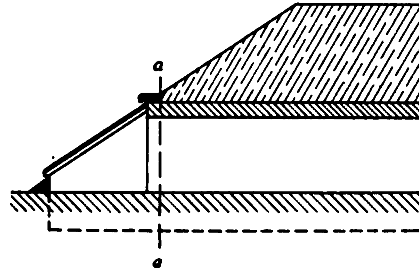


Abb. 20.

Betreffs der für die Herstellung einer sicheren Gründung bei ungünstigem Boden gegebenen Möglichkeiten, die z. B. in der Anwendung einer gemeinsamen Grundplatte aus Eisenbeton oder in der Verlängerung der Gründungskörper bis zum tragfähigen Boden durch Pfahlrost oder Brunnengründung bestehen, wird auf das Kapitel Grundbau verwiesen.

Außer den vollen Eisenbetonplatten, die an Ort und Stelle herzustellen sind und dem besonderen Zweck entsprechend ausgebildet werden können, finden für Platten mit ebener Unterfläche auch die hohlen Siegwartbalken[1]) und die fachwerkartigen Visintiniträger Anwendung. Beide Systeme sind dadurch gekennzeichnet, daß die Balken, in besonderen Formen fabrikmäßig hergestellt (siehe Abb. 21), vom Lagerplatz nach der Baustelle befördert (siehe Abb. 22) und sodann als einfache Balken, einer dicht neben dem anderen, auf den in beliebigem Baustoff hergestellten Widerlagern verlegt werden können, sodaß die Schalung an der Baustelle gespart wird. Zur Verteilung der Radlasten auf eine größere Fläche ist bei der in Abb. 23 dargestellten Plattenbrücke in Breitenau (Kgr. Sachsen) mit 4,50 m l. W. auf den 0,30 m hohen und 0,20 m breiten Balken eine rd. 0,15 m starke



Abb. 21.
Stampfformen der Visintiniträger.

[1]) Die Siegwartbalken werden z. B. in Kroatien seit 1904 von der Landesbauabteilung für Straßendurchlässe bis zu 5 m l. W. verwendet (Ausführung: Grahor u. Sinor in Agram).

Betonschicht nachträglich aufgebracht. Wie bei den im Hochbau verwendeten Visintinibalken wird für diese kleinen Plattenstützweiten in der Regel das gleichseitige Strebenfachwerk gewählt, an dessen Stelle bei größeren Brücken das Ständerfachwerk



Abb. 22.
Verladen von Siegwartbalken.



Abb. 23.
Plattenbrücke mit Visintiniträgern.

tritt. Wie aus Abb. 21 ersichtlich ist, verläuft die Stampfrichtung bei der Herstellung der Balken parallel zu ihrer Ober- und Unterfläche. Während der Anwendung solcher fabrikmäßig hergestellter Träger für größere Stützweiten noch mancherlei Bedenken entgegenstehen, ist doch nicht zu leugnen, daß sie für die kleineren Stützweiten der Plattenbrücken den großen Vorteil eines schnellen und leichten Verlegens und einer baldigen Verwendbarkeit der Brücke bieten. Die Verwendung dieser Träger als Teile dreiseitiger oder vierseitiger Rahmen, ähnlich den oben beschriebenen Eisenbetonkonstruktionen, ist naturgemäß nicht ohne weiteres möglich. Näheres über die Visintiniträger siehe bei den Fachwerkbrücken S. 260.

Zum Schluß sei noch der Verwendung von Walzeisenträgern und Eisenbahnschienen als Einlagen gedacht, die mit Beton umstampft werden und ebenfalls den Vorteil des raschen Verlegens und der Ersparnis an Rüstung bieten. Der Beton dient hierbei hauptsächlich als Verbindungsmittel der Träger, sowie zum Rostschutz derselben, und wirkt bei größeren Trägerabständen ähnlich wie ein Kappengewölbe.

II. Rippenplatten oder Plattenbalken.

Bei Lichtweiten von 5 m bis rd. 20 m wird eine Trägerhöhe von ungefähr 0,40 bis 1,80 m erforderlich. Es empfiehlt sich dann, um das große Eigengewicht zu verringern, den Querschnitt der Eisenbetontafel in Platte und Rippen oder Hauptbalken aufzulösen, wodurch die Rippenplatten oder Plattenbalken mit obenliegender Fahrbahn entstehen, welche die größte Zahl aller Balkenbrücken umfassen. Eisenbetonbalkenbrücken über 20 m Lichtweite sind bisher nur in ganz geringer Zahl ausgeführt worden (S. 288), da die Eigenlast im Verhältnis zu den bei Straßenbrücken vorkommenden Verkehrslasten außerordentlich groß und somit der „Wirkungsgrad" der Eisenbetonbrücke sehr klein wird. Es besteht daher vor allem das Bestreben, das Eigengewicht möglichst zu verringern. Dies geschieht entweder durch eine vorteilhafte Ausbildung der Grundform im Längsschnitt als durchlaufender, eingespannter, Rahmen-, Krag- oder Bogenbalkenträger oder aber durch eine Auflösung der Wandfläche der Träger mittels Durchbrechung und fachwerkartiger Ausbildung.

Bei den Rippenplatten sind alle Unterabteilungen vom einfachen bis zum Bogenbalkenträger vertreten. Die Auflösung der Trägerwand findet aber hauptsächlich wegen der statischen Unklarheit in der Regel nur bei den einfachen Trägern auf zwei

Stützen statt (vergl. die Auflösung der Wand bei den Tragwerken mit versenkter Bahn S. 248 u. ff).

1. Einfache Träger.

Die Träger ruhen in einfachster Weise auf den Widerlagern oder Pfeilern, ohne mit ihnen starr verbunden zu sein. Sie eignen sich somit besonders dann, wenn die Widerlager und Pfeiler in Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk ausgeführt werden oder bereits vorhanden sind, wie bei dem Beispiel der Montbrillantbrücke in Lausanne (Beispiel 6, Abschnitt H), bei welcher sie vorher zum Tragen eines eisernen Überbaues gedient hatten.

Von allen anderen Trägergrundformen haben diese einfachen Träger den Vorteil, daß sie durch Ausbildung eines Festlagers und eines Gleitlagers statisch bestimmt gelagert werden können. Wagerechte Stützkräfte infolge der Wärmewirkungen werden dadurch bis auf geringe Reibungswiderstände vermieden. Wesentlich ist aber besonders, daß diese Träger im Gegensatz zu den übrigen Grundformen etwaige Widerlagersenkungen, die vor allem beim Ausrüsten infolge der plötzlichen Belastung mit dem großen Eigengewichte bei unsicherem Baugrunde zu fürchten sind, ungehindert folgen können, so daß der Bestand des Trägers nicht gefährdet wird.

Sobald Setzungen oder Rutschungen zu befürchten sind, empfiehlt es sich daher, z. B. statt eines über mehrere Stützen durchlaufenden Balkens eine Reihe einfacher Träger auf je zwei Stützen zu wählen. Abb. 24 zeigt eine Überführung über die eingleisige Lokalbahn Korneuburg—Ernstbrunn[1]) mit drei einfachen Trägern auf Betonpfeilern und Widerlagern von 5,45, 6.90 und 5,45 m Stützweite. Besonders bei Eisenbahneinschnitten liegt die Gefahr vor, daß die Lagerung des Gesteins- oder Erdbodens durch den Bau gestört worden ist und die Endwiderlager sich anders wie die Mittelpfeiler setzen.



Abb. 24. Einfache Träger über einem Bahneinschnitt.

Betreffs der Ausbildung der Rippenplatten oder Plattenbalken im **Brückenquerschnitt** ist zunächst die Verteilung der Rippen oder Hauptbalken unter der Platte von Bedeutung. Der Rippenabstand beträgt im Mittel 1,50 m und schwankt in der Regel zwischen 1,25 und 1,80 m. Nur bei den von der Firma Hennebique entworfenen Brücken kommen meist größere Abstände, und zwar bis zu 2,50 m vor, wobei jedoch eine größere Zahl von Querträgern angeordnet wird. Je nach der lichten Breite der Brücke ergeben sich im allgemeinen zwei oder eine größere Anzahl von Rippen, deren Abstand in der Regel gleich groß angenommen wird (Abb. 4).

Ein wertvolles Mittel für die wirtschaftliche Gestaltung der Eisenbetonbrücken bilden wegen der dadurch erzielten Ersparnis an Widerlagerbreite die **seitlichen Auskragungen der Platte**, die in der Regel je 30 bis 40 vH. des Balkenabstandes und im Mittel je 10 vH. der lichten Brückenbreite beträgt, so daß im Mittel 20 vH. an der Breite der Widerlager gespart werden können. Durch diese Auskragungen wird ferner eine möglichst gleichseitige Belastung der äußeren Träger und eine Ent-

[1]) Ausgeführt von Pittel u. Brausewetter in Wien.

lastung der Platte in den benachbarten Feldern erzielt. Diese Vorteile werden besonders bei Fußgängersteigen ausgenutzt, wie die Abb. 25, Gangsteig im Bahnhof Triest, und die Abb. 26, ein von der Firma Hennebique ausgeführter Fußsteig in Verdun, zeigen.



Abb. 25. Gangsteg mit starker Auskragung im Bahnhof Triest.

Ein zweites Mittel von ähnlicher und oft noch weitergehender Wirkung wie die Auskragung der Platte bildet besonders bei breiten Fußsteigen die Anwendung von Konsolen, welche sich gegen die äußeren Träger und die daran stoßenden Querträger stützen, und zwischen denen in der Längsrichtung der Brücke die Konsolplatte gespannt ist. Häufig wird dieser Anordnung von Konsolen wegen der architektonischen Belebung der Brückenansicht vor den anderen Ausführungsmöglichkeiten der Vorzug gegeben, wie Abb. 27, eine Parkbrücke in Bavillers bei Belfort, zeigt, bei welcher auch die geschickte Ausbildung des Geländers beachtenswert ist.



Abb. 26. Gangsteg in Verdun.

Verzichtet man auf diese beiden Mittel der Plattenauskragung und der Konsolen, so sind Randträger auszubilden, die in Anbetracht der geringeren Belastung häufig niedriger als die übrigen Träger gewählt werden (Abb. 28), so daß sich, wie Abb. 29 zeigt, eine angenehme Schattenwirkung in der Brückenansicht ergibt.



Abb. 27.
Parkbrücke mit Konsolen in Bavillers bei Belfort.

Von einer Bedeutung, die bisher oftmals von den entwerfenden Ingenieuren noch nicht genügend gewürdigt worden ist, sind bei den Rippenplatten oder Plattenbalken die Querträger. Sie dienen zur Lastverteilung und zur Versteifung der oft sehr hohen und schmalen Balken mit der verhältnismäßig schwachen Platte. Da die

Rippenplatte als ein Körper wirkt, der wie aus einem Guß hergestellt worden und daher innerlich vielfach statisch unbestimmt ist, erscheint es äußerst vorteilhaft, starken und schädlichen Formänderungen eines Körperteils, z. B. der Durchbiegung einer einzelnen Rippe, dadurch vorzubeugen, daß man die gesamte Eisenbetontafel so steif und starr als irgend möglich ausbildet (vergl. Abschnitt F, II, 2, b). Dazu dienen vor allem die Querträger, die bei vielen Rippenplattenbrücken leider vollständig fehlen. Es empfiehlt sich, diese in 3 bis 5 m Abstand anzuordnen und möglichst bis zur Höhe der

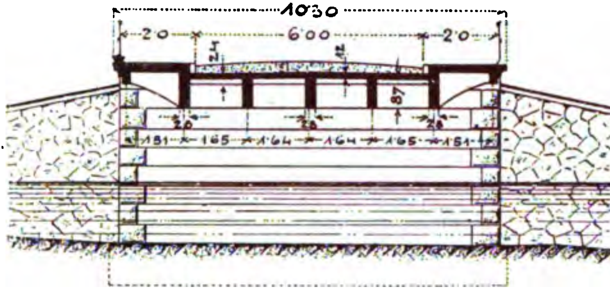


Abb. 28. Brücke mit Randträgern.



Abb. 29. Brücke mit Randträgern.

Eiseneinlagen der Hauptbalken herabzuführen. Häufig werden sie auch über den Widerlagern als Endquerträger zur besseren Lastverteilung und zugleich als Abschluß gegen das Erdreich angeordnet (Abb. 149). Die oft über die Randträger hinaus verlängerten Querträger bilden zugleich die Konsolen an den Stirnflächen der Brücke.

Das Längsgefälle wird wie bei den Plattenbrücken auch hier meist durch eine satteldachartige Ausbildung der Oberfläche der Eisenbetontafel erreicht, siehe Abb. 30 u. 31, welche eine Brücke über das Striegauer Wasser in Grunau darstellen.[1])

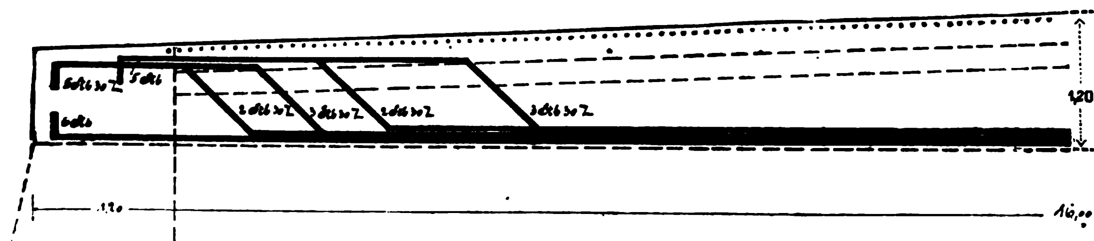


Abb. 30. Brücke über das Striegauer Wasser in Grunau.

Die Lagerung und der Fahrbahntafelabschluß erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den Plattenbrücken. Näheres hierüber sowie über die Ausbildung der Lager S. 309 u. ff.

[1]) Ausgeführt mit 16 m Lichtweite für die Belastung einer 20 t-Dampfwalze von Gebr. Huber in Breslau.

Die einfachen Balkenträger auf zwei Stützen werden auch häufig bei **Überdeckungen** von Bahnlinien und Flußläufen angewendet. Abb. 32 zeigt die Über-

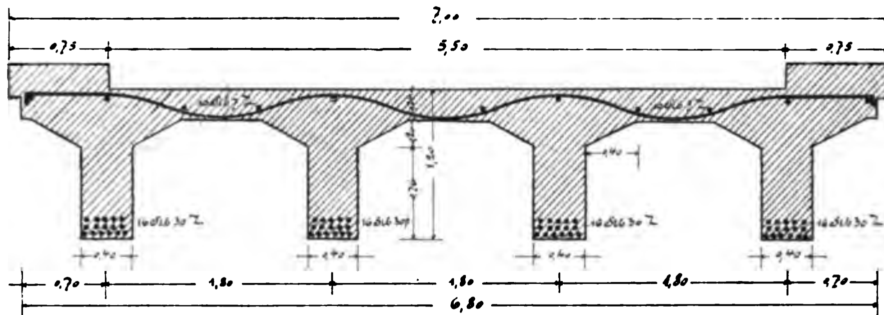


Abb. 31.

deckung der Wientallinie der Wiener Stadtbahn, ausgeführt von Wayss u. Co., für eine Nutzlast von 2400 kg für 1 m² oder einen 39 t schweren Wagen bei 8,5 m und 11,5 m Stützweite. Die Ausführung in Eisenbeton eignet sich besonders gegenüber den Eisenkonstruktionen dann, wenn bei schwieriger Grundrißgestalt statisch verwickelte Trägeranordnungen entstehen, so daß bei der Ausbildung in Eisen der Baustoff nicht vollständig ausgenutzt werden kann wie bei der Lockwitzbachüberdeckung in Niedersedlitz (Beispiel 5, Abschnitt H) oder bei der Überdeckung der Touvre in der Nationalgießerei zu Ruelle (Abb. 33).



Abb. 32. Überdeckung der Wiener Stadtbahn.

Um das Eigengewicht der einfachen Träger auf zwei Stützen zu verringern, bleibt nur das Mittel, Öffnungen in der Trägerwand auszusparen oder sie in ein einfaches Fachwerk aufzulösen. Abb. 34 zeigt eine solche Rippenplatte mit **durchbrochener Trägerwand.** Die senkrechten Eisenbetonstege zwischen den Öffnungen sind den Querkräften ent-

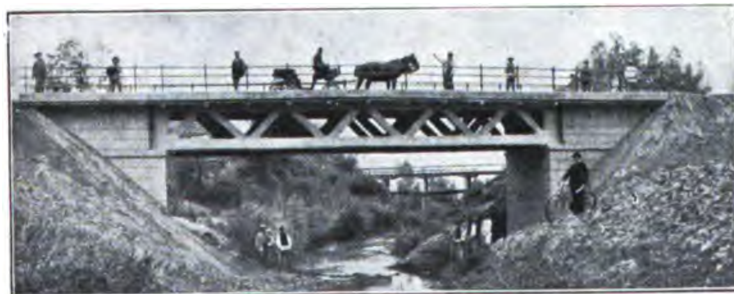


Abb. 33. Überdeckung in Ruelle.

sprechend in der Nähe der Widerlager breiter als in der Trägermitte bemessen, während daselbst den Biegungsmomenten entsprechend die größte Trägerhöhe vorhanden ist, so daß die mit abgestumpften Ecken versehenen Aussparungen verschiedene Höhe aufweisen. In Abb. 35 ist eine 22 m weitgespannte Wegbrücke bei Krozna in Mähren dargestellt. Durch die die Lage der Querträger kennzeichnenden Konsolen werden in der Ansicht sechs Felder gebildet, von denen die vier mittleren in ähnlicher, jedoch viel vorsichtigerer Weise wie in Abb. 34 mit je zwei Öffnungen durchbrochen, die Endfelder dagegen mit Rücksicht auf die Querkräfte vollwandig ausgebildet sind. Die Schwierigkeit bei der Ausbildung solcher durchbrochener Trägerwände besteht zur Zeit noch darin, bei einer einigermaßen wirkungsvollen, reichlich bemessenen Durchbrechung, wie in Abb. 34, den infolge der wandernden Einzellasten entstehenden Querkräften in einwandfreier Weise Rechnung zu tragen. Die Ausbildung der Rippen als Fachwerkträger ist bisher nur selten versucht worden. Abb. 36 zeigt ein solches Beispiel, die nach dem System Hennebique ausgeführte Brücke in Borek-Blazowa in Österreich-Ungarn, mit 15 m Lichtweite und 6 m Breite. Die drei Hauptbalken sind in ein Fachwerk von Streben aufgelöst, die unter 45° geneigt sind. Die Breite der Fachwerkstäbe ist mit rund $^1/_5$ ihrer freien Länge immerhin noch reichlicher bemessen gegenüber anderen Ausführungen (vergl. S. 259 u. ff.), auch sind die Ecken an den Gurtanschlüssen etwas ausgerundet.


Abb. 34. Träger mit durchbrochener Wand.


Abb. 35. Wegbrücke bei Krozna in Mähren.


Abb. 36. Fachwerkträger in Borek-Blazowa (Österreich-Ungarn).

Falls die Berechnung eines solchen Fachwerkträgers aus Eisenbeton nur mit Hilfe eines einfachen Kräfteplans durchgeführt wird, bei welchem reibungslose Gelenke die Voraussetzung bilden, so bestehen zunächst die theoretischen Bedenken, welche auf S. 251 u. ff. dargelegt werden. Anderseits ist die Aufgabe, eine hinreichende Einspannung der Stäbe an den Knotenpunkten zu erzielen, die bei dem eisernen Fachwerk durch

vernietete Knotenbleche erreicht wird, im Eisenbetonbau konstruktiv einwandfrei noch nicht gelöst worden.

Es müssen daher Fachwerkträger aus Eisenbeton zunächst noch als zwar recht schätzenswerte Versuche zur Lösung einer der wichtigsten Aufgaben für die Zukunft der Balkenbrücken angesehen werden; die ausgeführten Beispiele bedürfen jedoch wegen der bedenklichen Unzulänglichkeiten in der Theorie und vor allem in der Ausführung stetiger sorgfältiger Überwachung.

Anhangsweise seien hier noch die für Plattenbalken vielfach verwendeten Träger nach der Bauweise Möller betrachtet, obwohl sie wegen der Verwendung eines geschlossenen Eisengurtes aus genieteten Walzeisen heute nicht mehr zu den eigentlichen Eisenbetonkonstruktionen gezählt werden. Wie Abb. 37 u. 38 zeigen, bestehen die Rippen eines solchen fischbauchartigen Trägers aus einem Zuggurt, welcher durch kräftige Flacheisen gebildet und an den Enden durch angenietete Winkeleisen verankert wird, und aus einem oberen Betondruckgurt. Der Träger wirkt wie ein Hängewerk, das durch einen Bogen derart versteift ist, daß sich die wagerechten Schübe dieser beiden Tragwerke am Auflager nahezu aufheben. Es entstehen daher, abgesehen von den Einflüssen der Lagerreibung, nur senkrechte Stützkräfte, wie bei jedem anderen einfachen Balken.

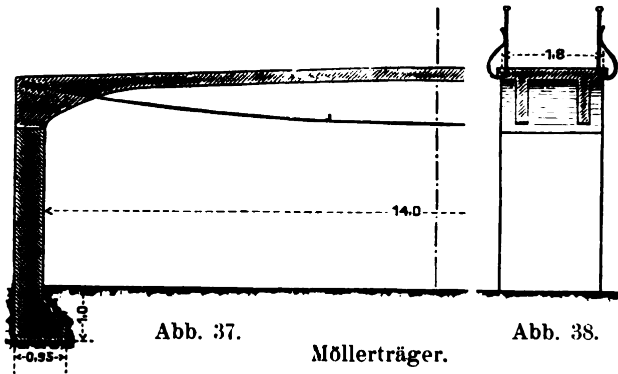


Abb. 37. Abb. 38.
Möllerträger.

Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. 39, die Überdeckung der Pleiße in Leipzig,[1]) von insgesamt rund 400 m Länge und 11 bis 14,6 m Stützweite. Auf der rechten Seite des Bildes sind zwischen dem hölzernen Schalkasten Flacheisengurte mit den aufgenieteten Winkeleisen zu sehen. Abb. 40 stellt eine Möllerbrücke über die Selke bei Alexisbad von 15 m Spannweite dar, Abb. 41 eine Wegeüberführung am Bahnhof Allgermissen mit kräftigen


Abb. 39. Pleiße-Überdeckung in Leipzig.


Abb. 40. Selkebrücke bei Alexisbad.

[1]) Ausgeführt von Rud. Wolle in Leipzig.

gemauerten Pfeilern, bei welcher die Randträger unter den Fußwegen niedriger gehalten sind. In Abb. 42, einem Fußgängersteig am Westbahnhof Braunschweig,



Abb. 41. Überführung am Bahnhof Allgermissen.

ist die leichte Eisenkonstruktion der End- und Zwischenpfeiler bemerkenswert, sowie im Gegensatz zu Abb. 37 u. 40 die vollständig geradlinige Form des Druckgurts und die schlanke Zusammenführung beider Gurte an den Stützpunkten, wodurch eine reine Balkenwirkung sicher gewährleistet ist.



Abb. 42. Gangsteg am Westbahnhof Braunschweig.

2. Durchlaufende Träger.

Die durchlaufenden Träger über mehreren Stützen bieten bekanntlich den Vorteil, daß die positiven Biegungsmomente gegenüber den einfachen Balken auf zwei Stützen von ebenso großer Stützweite um etwa 20 vH. verringert werden (vergl. W. Ritter, Der kontinuierliche Balken, Zürich 1900 S. 101). Dabei ist jedoch eine unerläßliche Voraussetzung, daß die Höhenlage der Stützen unverändert bleibt. Eine oft nur kleine Stützensenkung z. B. kann nicht nur den erwähnten Vorteil leicht wieder aufheben,sondern sogar den Bestand des Trägers ernstlich gefährden. Bei einem durchlaufenden Träger muß daher auf eine unbedingt sichere Gründung besonderes Gewicht gelegt werden. Es sollten deshalb da, wo der tragfähige Boden nicht zu erreichen ist, ferner an Hängen, bei denen Rutschungen zu befürchten sind, durchlaufende Träger möglichst vermieden werden.

In der Eigenart des Baustoffes liegt es begründet, daß nach dem Muster der Eisenbetonbauwerke im Hochbau auch die Eisenbetonbrücken soweit als irgend möglich in einem Stück hergestellt und für die erzielte Starrheit und Steifigkeit alle statischen Unbestimmtheiten in Kauf genommen werden. Eine Grenze ist diesem Bestreben jedoch vor allem durch die Einwirkungen der Wärme und Kälte auf diese statisch unbestimmten Grundformen gezogen. Je nach den klimatischen und örtlichen Verhältnissen (vergl. S. 309) wird daher in der Regel der durchlaufende Träger durch eine Fuge in der Brückentafel in Abschnitte von 25 bis 50 m getrennt, so daß längere durchlaufende Träger nur selten zu finden sind.

Dem gleichen Bestreben entspricht auch die fast allgemein übliche Verbindung der Pfeiler mit dem durchlaufenden Balken (Abb. 45 bis 47). Nur wenn die Pfeiler und Widerlager bereits vorhanden sind oder wesentlich früher als die Eisenbetonfahrbahntafel hergestellt werden müssen, lagert man den durchlaufenden Träger freibeweglich, ebenso wie es bei Verwendung eines beliebigen anderen Baustoffes geschehen würde (Abb. 43).



Abb. 43.

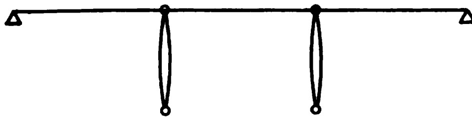


Abb. 44.

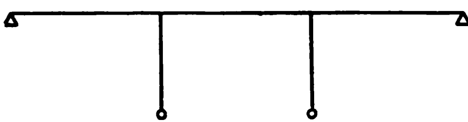


Abb. 45.

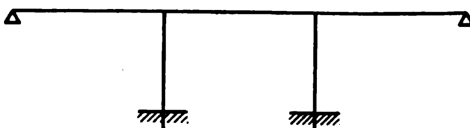


Abb. 46.

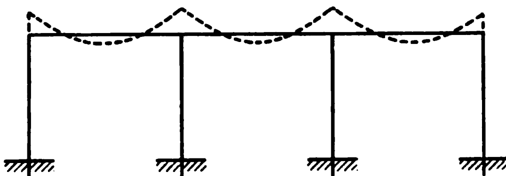


Abb. 47.

Vom statischen Standpunkte aus betrachtet, ist allerdings der Grundform mit Pendelstützen (Abb. 44) gegenüber denen der Abb. 45 bis 47 in der Regel der Vorzug zu geben, da bei schlanken Eisenbetonpfeilern der günstige Einfluß der Einspannung auf die Balkenmomente nur sehr gering ist. Dagegen kann die Beanspruchung der Pfeiler, besonders dann, wenn noch nennenswerte wagerechte Verschiebungen in der Balkenachse hinzutreten, bedenklich werden.

Bildet man, wie Abb. 47 zeigt,[1]) die Endfelder als Rahmen aus, anstatt wie bei den übrigen Anordnungen die freie Lagerung zu wählen, so erzielt man den beachtenswerten Vorteil, daß die verhältnismäßig großen Biegungsmomente der Endfelder vermindert werden (vergl. Abb. 43 u. 47). Denselben Vorteil erreicht man bei der Anordnung frei beweglicher Enden auch dadurch, daß man die Stützweiten der Endfelder kleiner als die der übrigen Öffnungen wählt.



Abb. 48. Brücke in Lougonskoje.

[1]) Diese Grundform, welche sowohl als durchlaufender Träger mit Endpfosten, wie auch als Rahmenträger mit Zwischenstützen angesehen werden kann, soll des Zusammenhangs halber hier behandelt werden.

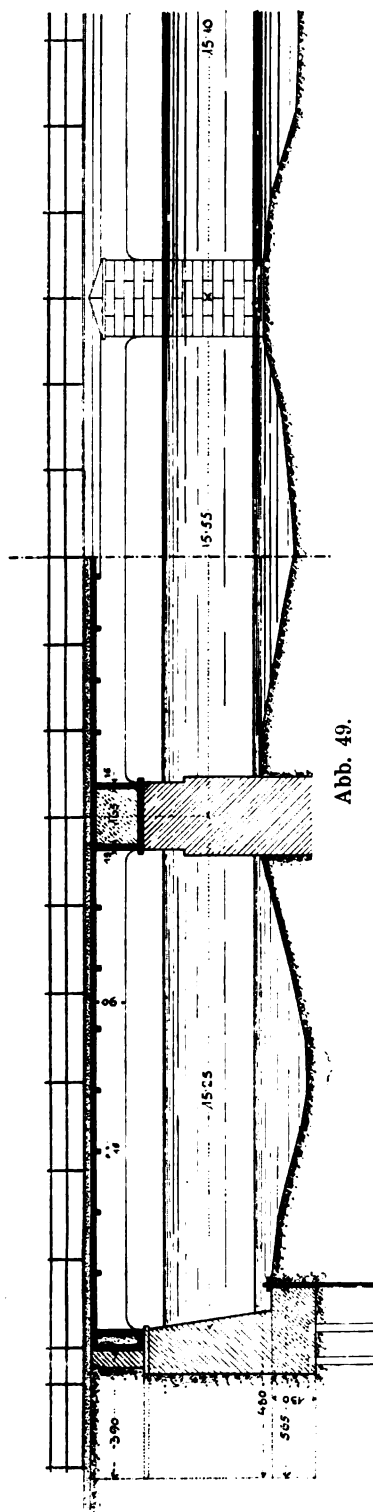
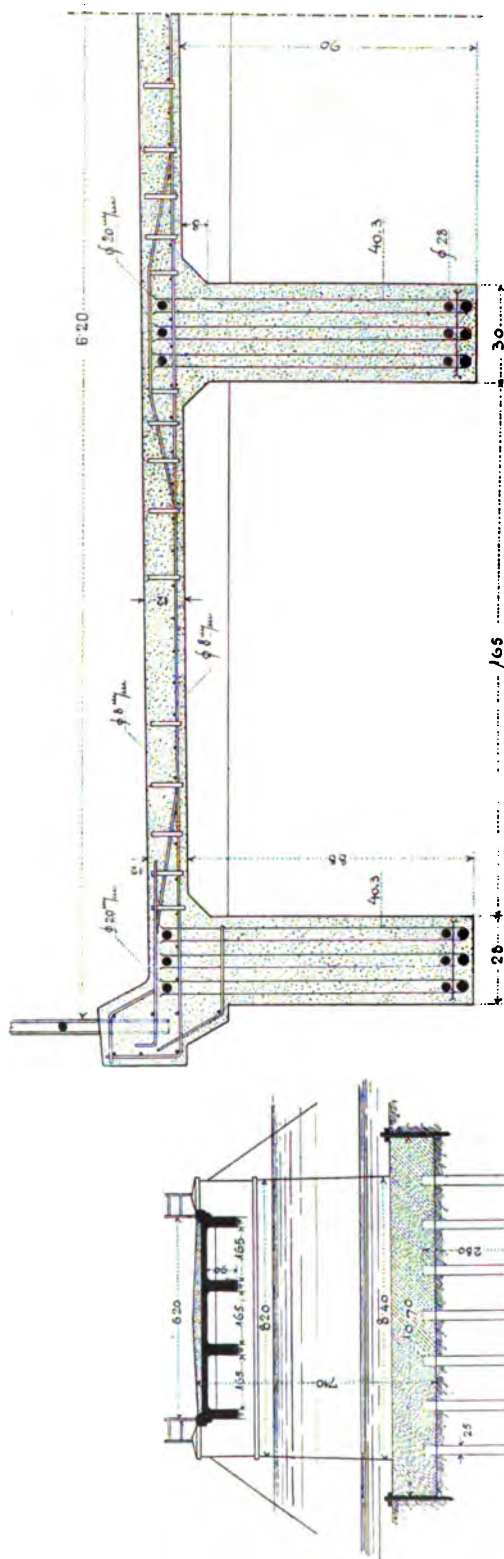


Abb. 49.



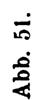


Abb. 51.

Abb. 50.

Abb. 49 bis 51. Brücke in Kattowitz.

Als Beispiel des freigelagerten durchlaufenden Balkens (Abb. 43) diene die Brücke von Lougonskoje[1]) mit drei Öffnungen von 12.80 m (Abb. 48) und die Brücke in Kattowitz[2]) mit drei Öffnungen von rund 14 m Lichtweite (Abb. 49 bis 51). Beide



Abb. 52. Brücke von La Lande.

Brücken sind auf vorhandenen steinernen Pfeilern und Widerlagern hergestellt. Doch ist bei der russischen Brücke (Abb. 48) die klarere Stützung auf den Pfeilern der breiten Auflagerung bei der Kattowitzer Brücke vorzuziehen. Die Gesamtlänge von 40 bis 50 m dürfte für Gegenden mit Landklima als die größte übliche Länge eines ungeteilten Eisenbetonbalkens anzusehen sein (vergl. S. 311).



Abb. 53.



Abb. 53 u. 54. Brücke der Big-Four-Bahn (Nord-Amerika).

Bei Benutzung vorhandener Pfeiler und Widerlager, z. B. beim Umbau hölzerner oder eiserner Brücken, ist vor allem zu erörtern, ob infolge des erheblich größeren Eigengewichts des Eisenbetonbalkens und des dadurch verursachten größeren Bodendrucks nicht erhebliche Setzungen zu fürchten sind, da in diesem Falle einzelne einfache Balken auf zwei Stützen unbedingt vorzuziehen wären.

Eine beliebte und häufige Anwendung finden die durchlaufenden Balken mit Eisenbetonstützen bei Überführungen von Straßen- und Eisenbahneinschnitten.

---

[1]) u. [2]) Ausgeführt von der Firma Hennebique.

Die mit den Balken meist starr verbundenen Stützen stehen im allgemeinen so dicht neben den Gleisen, als es das vorgeschriebene Profil des lichten Raumes erlaubt. Bei einfüßiger Böschung und zweigleisiger Bahn ergeben sich wie bei der Brücke von La Lande der Linie Barbezieux—St. Mariens (Abb. 52) sodann drei Öffnungen, die sich in der Regel wie 5 m : 10 m : 5 m verhalten. Bei flacheren Böschungen und größeren Einschnittstiefen dagegen werden die Seitenöffnungen durch Anordnung



Abb. 55. Brücke bei Nußbühl zwischen Donauwörth und Treuchtlingen.



Abb. 56. Brücke von Athis-Mons (Linie Paris—Orléans).



Abb. 57.
Walnutstraßenviadukt in Oklahoma City (Nord-Amerika).

eines Zwischenpfeilers geteilt, wie die Abb. 53 u. 54 zeigen, zwei Brücken der Big Four-Bahn zwischen Lomax und Hillsboro in Nordamerika,[1]) sowie Abb. 55, eine Brücke bei Nußbühl zwischen Donauwörth und Treuchtlingen,[2]) deren Gesamtlänge 50 m beträgt. Die Abb. 56, Brücke von Athis-Mons auf der Linie Paris—Orléans,[3]) stellt ein Beispiel der Überführung über zwei Gleispaare mit vier Öffnungen von 8,5 m, 13,10 m, 13,10 m und 8,5 m Weite dar.

[1]) Ausgeführt von der Corrugated Bar Company.
[2]) Ausgeführt von Thormann u. Stieffel in Augsburg.
[3]) Ausgeführt von der Firma Hennebique.

Einige außergewöhnliche Fälle von Brücken über Eisenbahngleise sind der Walnut-Straßenviadukt in Oklahoma City, Nordamerika[1]) mit 10 m Länge und einer



Abb. 58. Brücke bei Bilbao (Spanien)

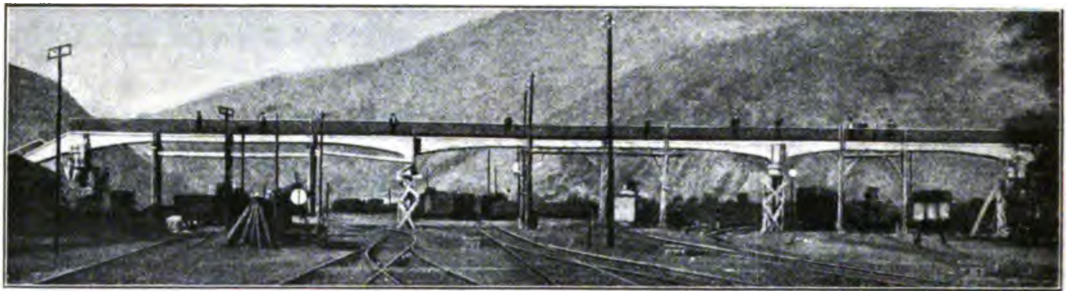


Abb. 59. Gangsteg am Bahnhof Viviez (Orléansbahn).



Abb. 60. Gangsteg im Bahnhof Triest.

großen Anzahl Öffnungen von 8 m Stützweite (Abb. 57) und die Überführung auf der spanischen Strecke Bilbao—las Arenas mit drei Öffnungen von 7 m Weite

---

[1]) Ausgeführt nach System Kahn.



Abb. 61. Schmutterbrücke bei Augsburg.

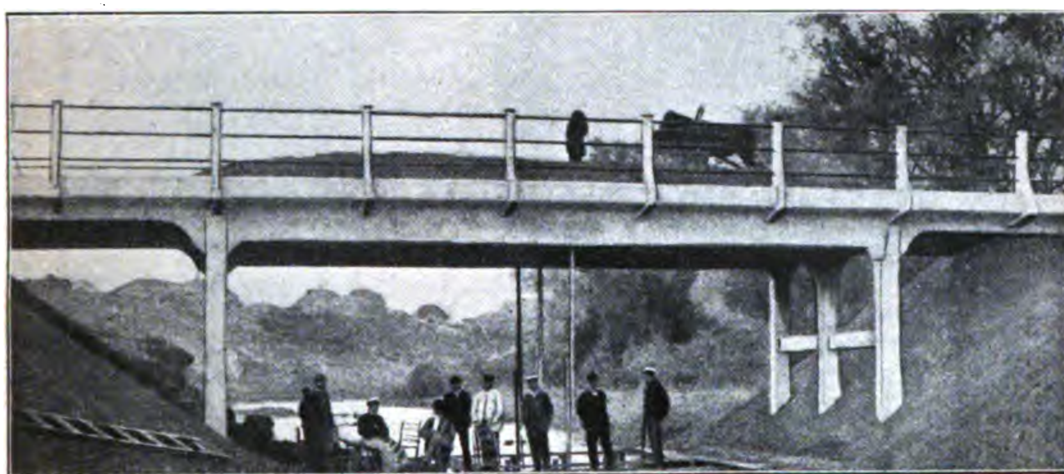


Abb. 62. Brücke bei Dobropolje (Rußland).



Abb. 63. Wertachbrücke in Oberbayern.



Abb. 64. Brücke in Texas.

(Abb. 58).[1]) Bei Gangsteigen innerhalb von Bahnhöfen ist die Stellung der Stützen vor allem von der Lage der Gleise abhängig, wie die 19 m, 22 m und 26 m weiten Öffnungen des besonders infolge der leichten Krümmung der Balkenunterkante sehr gefälligen Übergangs am Bahnhof Viviez von der Orléans-

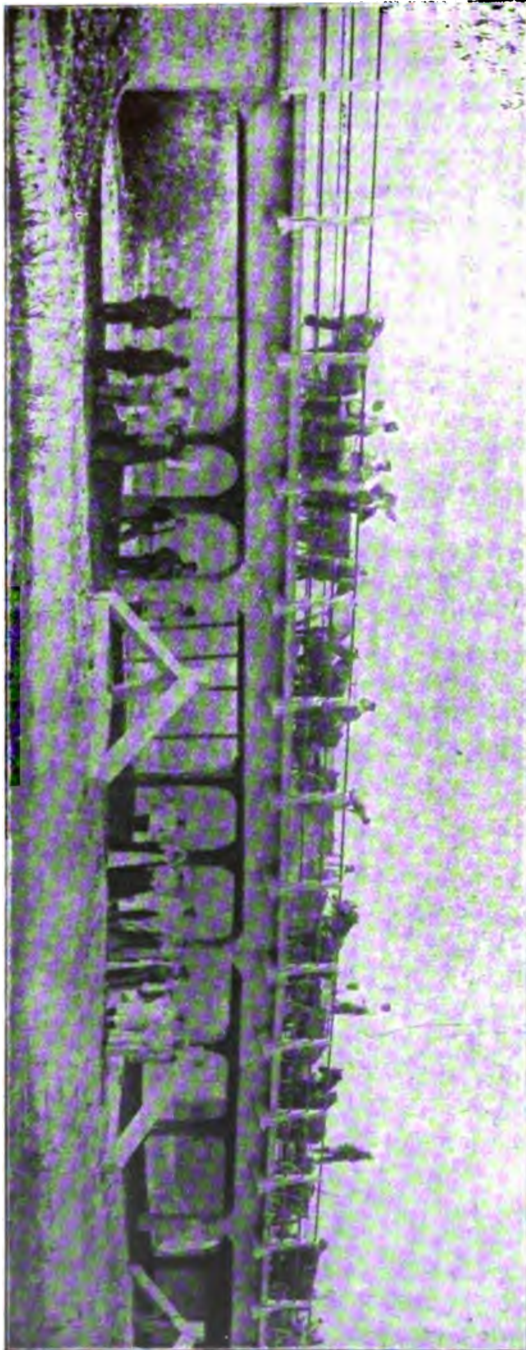


Abb. 66. Brücke bei Feodorowka.

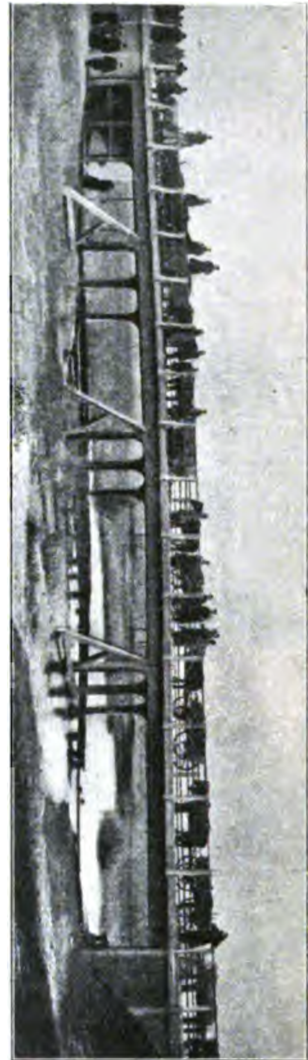


Abb. 65. Brücke bei Alexandrowka (Rußland).

bahn[2]) zeigen (Abb. 59), sowie der Übergangssteig über drei Gleise im neuen Bahnhof Triest, dessen Träger, dem Treppenlauf folgend, knieförmig gebrochen sind (Abb. 60).

Eine zweite Gruppe der durchlaufenden Balken mit starren Eisenbetonstützen bilden die Überbrückungen von Flußläufen. Da man eine Stützweite von 12 bis 15 m

[1]) Ausgeführt von der Compania Anonima del Hormigon Armado.

[2]) Ausgeführt von der Firma Hennebique.

nicht gern überschreitet, ergeben sich je nach der Flußbreite im einfachsten Falle zwei Öffnungen (Abb. 61, Schmutterbrücke bei Augsburg) oder drei Öffnungen ähnlich wie bei den Eisenbahneinschnitten (Abb. 62, Brücke bei Dobropolje in Rußland)[1]) oder vier und mehr Öffnungen, wie das Bild der Wertachbrücke in Oberbayern zeigt (Abb. 63).

Betreffs der Gestaltung der Eisenbetonstützen sei erwähnt, daß diese entweder vollwandig (Abb. 64) oder als Einzelstützen (sieh unter anderen Abb. 65 u. 66) ausgebildet werden können. Die möglichst geringe Pfeilerwandstärke der amerikanischen Brücke in Texas (Abb. 64) bietet nicht nur mit Rücksicht auf das Durchflußprofil, sondern auch in statischer Hinsicht einen Vorteil, da die Beanspruchung der Stützen bei der Durchbiegung der Balken um so geringer ist, je schwächer, also je elastischer die Stützwände sind. Bei diesem Beispiel sei auch auf die weite, durch kräftige Konsolen gestützte Auskragung der Fußwege und die große Balkenhöhe hingewiesen, durch welche den erwähnten elastischen Formänderungen möglichst vorgebeugt wird. Bildet man die Pfeiler dagegen als Einzelstützen aus, deren jede einen Balken trägt, so muß bei größerer Pfeilerhöhe für einen hinreichenden Querverband gesorgt werden (vergl. Abb. 55 u. 62), um seitlichen Ausbiegungen vorzubeugen.

Die beiden russischen Brücken[2]) bei Alexandrowka (Abb. 65) und Feodorowka (Abb. 66) sind ferner wegen der rahmenartigen Ausbildung der Endöffnungen, wegen der eigenartigen Eisbrecher und der bemerkenswerten Geländersäulen aus Eisenbeton beachtenswert.

3. Ausleger- und Kragträger.

Ein vorzügliches Mittel, die oft vielfache statische Unbestimmtheit durchlaufender Träger einzuschränken, ist die Zerlegung des Trägers durch geeignete Schnitte in einzelne Gruppen von Krag- oder Auslegerträgern. Dadurch bleibt der bei den durchlaufenden Trägern erzielte Vorteil der Verringerung der Biegungsmomente in der Öffnungsmitte gewahrt, wogegen die Nachteile, die dort bei etwaigen Stützensenkungen zu fürchten sind, vermieden werden.

Ansicht.



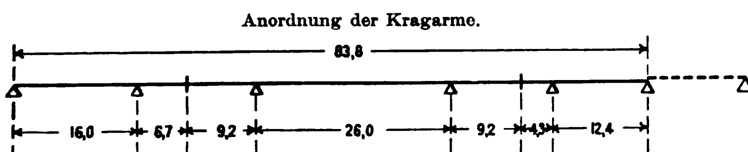
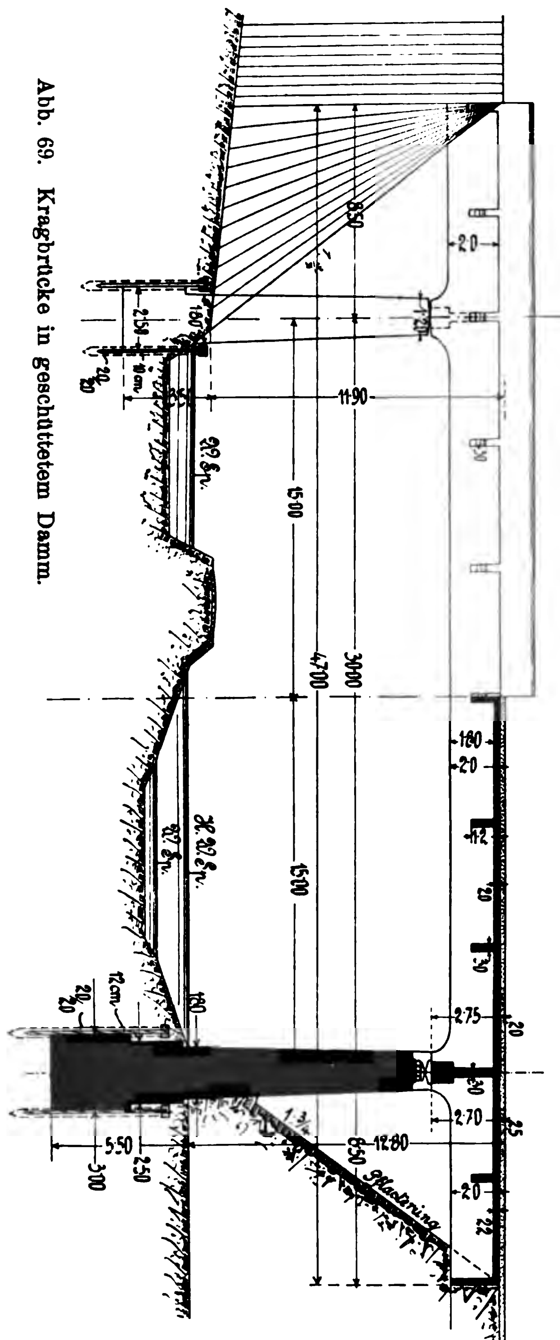


Abb. 67 u. 68.
Wegüberführung am Ostende des Bahnhofes Bochum-Nord.

Während bei den Brückentafeln das Mittel der Auskragung der Platte über die Randbalken allgemein beliebt ist, findet man auffallenderweise bisher nur ganz wenige Fälle der naheliegenden Übertragung dieses Gedankens auf die Ausbildung der Träger selbst. Schuld daran ist wohl hauptsächlich die Schwierigkeit, die freischwebenden Enden der Eisenbetonträger durch wirksame Gelenke zu verbinden, sowie der Umstand, daß oft infolge der Anordnung von Gelenken an Stelle glatter Schnitte die statische Bestimmtheit wieder ganz oder teilweise aufgehoben wird. Einer Weglassung der Gelenkverbindung steht aber das Bedenken entgegen, daß die elastische Durchbiegung der freien Kragarme unter den Verkehrslasten zu groß werden und von störendem Einfluß sowohl auf die Befestigung der Fahrbahn, als auch für den Verkehr sein könnte.


Abb. 69. Kragbrücke in geschüttetem Damm.

Für die Anwendung von Kragbrücken ohne Gelenkverbindungen besteht daher die Bedingung, daß das Eigengewicht gegenüber der Verkehrslast ausreichend groß sein muß, um bedenkliche Durchbiegungen der freien Trägerenden oder gar ein Abheben des Trägers von einer Stütze infolge der Verkehrsbelastung auszuschließen. Diese Grundform empfiehlt sich daher hauptsächlich bei Stützweiten über 20 m, sowie bei hohen Pfeilern auf schwierigem Baugrund.[3])

Ein bemerkenswertes ausgeführtes Beispiel ist die Wegüberführung am Ostende des Bahnhofes Bochum-Nord[4]) (siehe Abb. 67 und die Skizze Abb. 68). An die mittlere Auslegergruppe von 26 m Stützweite mit zwei Kragarmen von 9,20 m Länge schließt sich zu beiden Seiten je eine Gruppe von 16 m bezw. 12.4 m Stützweite mit einem einseitigen Kragarm von 6,7 bezw. 4,3 m Länge an. Die Pfeiler erreichen eine Höhe von rund 13 m über dem Gelände.[5])

[1]) u. [2]) Ausgeführt von der Firma Hennebique. — [3]) Näheres über die Kragarmlängen und ihr Verhältnis zur Stützweite ist im IV. Band, Kapitel „Kragbauten" behandelt. — [4]) Ausgeführt von der Firma Carl Brandt in Düsseldorf. — [5]) Vergl. auch Beispiel 32, Abschnitt H.

Eine vorteilhafte Anwendung für die Überführung einer auf geschüttetem Damm liegenden Straße über eine Bahnlinie oder einen Flußlauf bieten die einfachen Kragbrücken, welche nur aus einem Balken auf zwei Stützen mit beiderseits überstehenden Enden bestehen, da bei dieser Anordnung die oft sehr kostspieligen Endwiderlager gespart werden können, wie die Abb. 69 zeigt.

4. Eingespannte und Rahmenträger.

Während die bisher betrachteten Grundformen frei gestützte Träger aufwiesen,[1]) sind die folgenden beiden letzten Grundformen durch eine Einspannung der Trägerenden gekennzeichnet, welche deren Drehbarkeit beschränkt und dadurch wiederum dem Zwecke dient, die Biegungsmomente in der Trägermitte zu verringern.

Die Einspannung wird in der Regel durch eine starre Verbindung der Balken mit den beiden Widerlagern erzielt. Diese Widerlager werden entweder als volle Betonkörper ausgeführt, mit denen die Trägerenden durch Eiseneinlagen fest verankert sind wie bei den eigentlichen eingespannten Trägern, z. B. bei der Klodnitzbrücke in Plawniowitz (Beispiel 28, Abschnitt H) oder sie werden als Eisenbetonkörper ausgebildet, die durch die Auflösung in Rippe und Platte gekennzeichnet sind wie bei den Rahmenbrücken. Diese Rahmenbrücken bestehen somit aus einem wagerechten Balken und den beiden damit starr verbundenen senkrechten Pfosten. Die Abb. 70 bis 72 zeigen eine schiefe Wegbrücke über die Poprád in Ungarn[2]) von 11 m Lichtweite und 2,8 m Pfostenhöhe, so daß das Verhältnis dieser beiden Grundmaße rund 4 : 1 ist. Die Pfosten sind in der bekannten Form der Winkelstützmauern ausgebildet und ruhen zur Sicherheit gegen Gleiten auf Betonkörpern. Bei diesem Beispiel sei auch auf die sorgfältige Ausbildung der zahlreichen Querträger hingewiesen, durch die die Platte in nahezu quadratische Felder geteilt wird.

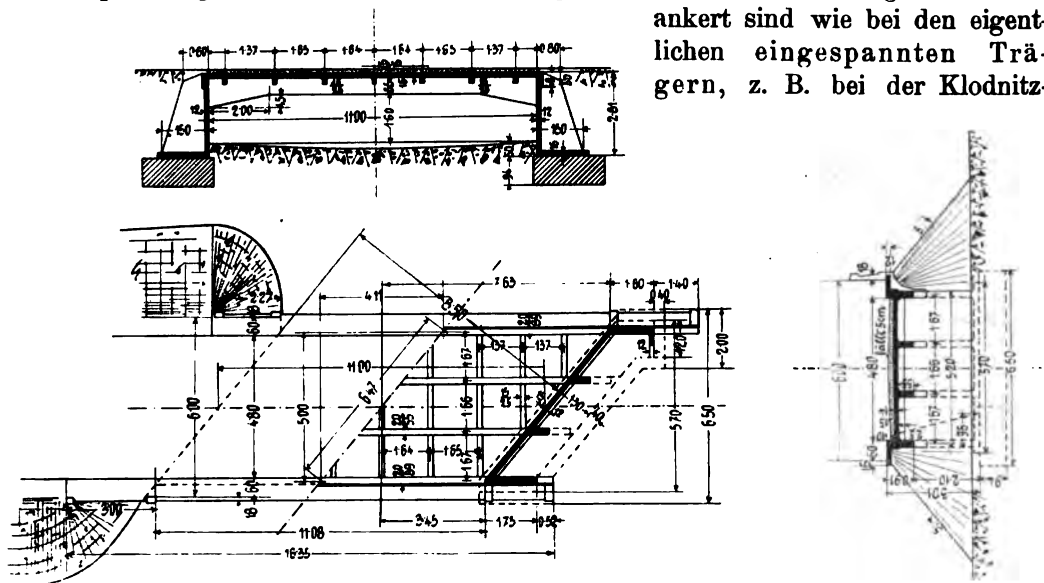


Abb. 70 bis 72. Wegbrücke über die Poprád.

Aus dieser allgemein üblichen Grundform der Rahmenbrücken, bei denen die Rippen der Pfosten an der Rückseite liegen, hat sich bei den Überführungen der

[1]) Die mit den durchlaufenden Balken starr verbundenen Zwischenstützen üben meist auf die Träger eine sehr geringe Einspannung aus, so daß sie in der 2. Gruppe betrachtet worden sind (vergl. auch Fußnote auf S. 234).

[2]) Entwurf von Prof. Zielinsky-Budapest, Belastung 20 t Dampfpflug.

Sächsischen Staatseisenbahnen eine besondere Form herausgebildet, die aus den Beispielen 34 bis 36, Abschnitt H zu ersehen ist. Dadurch, daß man die Rippen vor die Platte legte, erhielt man, wie Abb. 73 zeigt, vor allem eine leichter zu dichtende ebene Rückfläche, bei der einspringende Ecken und Wassersäcke vermieden werden. Ferner schmiegt sich die Innenkante der Pfosten dem Normalprofil des lichten Raumes an, sodaß eine kräftige Eckversteifung erzielt wird und eine ausgesprochene Rahmenwirkung entsteht. Dagegen verzichtet man bei dieser Anordnung auf die günstige Wirkung des Erdgewichts, welches beim vorigen Beispiel (Abb. 70) die Fußplatte der Pfosten belastet und die Einspannung erhöht. Das Verhältnis von Stützweite zur Pfostenhöhe ist bei den genannten zweigleisigen Bahnüberführungen rund 10 m : 5 m = 2 : 1. Eine weitere eigenartige Ausbildung der Widerlager zeigt die Straßenüberführung am Bahnhof Padua (Beispiel 30, Abschnitt H).

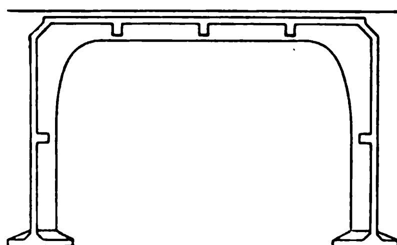


Abb. 73. Ausbildung der Rahmenbrücken bei den Königlich Sächsischen Staatseisenbahnen.



Abb. 74. Überdeckung der Moulineaux-Eisenbahn in Paris.

Als bemerkenswertes Beispiel einer rahmenartigen Ausbildung sei noch die 316 m lange und 16 m weit gespannte Überdeckung der Moulineaux-Eisenbahn in Paris[1]) (Abb. 74) erwähnt, die gelegentlich der Ausstellung vom Jahre 1900 erbaut worden ist.

5. Der Bogenbalken.

Während bei den bisher betrachteten Grundformen der Balkenbrücken (Abb. 75) nur mit den senkrechten Stützendrücken gerechnet wird, welche die Belastung des Tragwerks auf dem Boden hervorruft,[2]) ist der Bogenbalken dadurch gekennzeichnet, daß außerdem auch noch wagerechte Kräfte zur Mitarbeit herangezogen werden. Ein notwendiges äußeres Kennzeichen eines Bogenbalkens besteht weiter darin, daß die Trägerunterkante ähnlich wie bei einer Bogenbrücke gekrümmt sein muß, so daß die Schwerlinie des Trägers ebenfalls eine bogenförmige Gestalt besitzt.

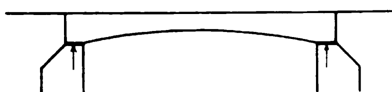


Abb. 75.

Der Bogenbalken unterscheidet sich in statischer Hinsicht von einer Bogenbrücke dadurch, daß beim Bogen stets starre Widerlager vorhanden sein müssen, die allen auftretenden wagerechten Kräften sicher zu widerstehen haben. Bei Bogen-

[1]) Ausgeführt von der Firma Hennebique.

[2]) Die unvermeidlichen wagerechten Kräfte, die infolge der Lagerreibung bei der elastischen Senkung ausgelöst werden, sind so klein, daß sie in der Regel nicht in Betracht kommen.

balken wird dagegen nur diejenige Standfestigkeit in Rechnung gestellt, welche die bedeutend leichter ausgebildeten Widerlager an sich gewährleisten, während die zur vollen Lastübertragung dann noch fehlende Bogenwirkung durch Balkenwirkung ersetzt werden muß Der für eine reine Bogenbrücke zu geringe Gegendruck der Widerlager bedingt daher eine erhebliche Biegungsfestigkeit der Brückenträger. Der konstruktive Unterschied besteht darin, daß der Bogen in der Kämpferfuge (Abb. 76 u. 77) stumpf gegen das Widerlager stößt, so daß eine Bewegung des Widerlagers die Gefahr des Abgleitens des Bogens bewirkt, wogegen beim Bogenbalken (Abb. 78 u. 79) dieser Möglichkeit durch die Anordnung einer wagerechten Lagerfuge sicher vorgebeugt ist. In dieser wagerechten Fuge wird die gesamte Brückenlast genau in derselben Weise aufgenommen, wie bei den bisher besprochenen Balkenbrücken (Abb. 75). Häufig wird auch durch dieselben Mittel wie bei den eingespannten Balken eine wirksame Einspannung des Trägers durch eine biegungsfeste Verbindung mit den Widerlagern erzielt. Außerdem erhält aber der Bogenbalken noch eine stehende Lagerfläche, durch welche alle Widerstände, die sich einer wagerechten Verschiebung der Trägerenden entgegenstellen, zusammengefaßt und für eine Verringerung der Trägerhöhe nutzbar gemacht werden. Die äußeren Kennzeichen des Bogenbalkens sind somit außer der Krümmung der Trägerunterkante die wagerechte Lagerfuge und die stehende Lagerfläche.

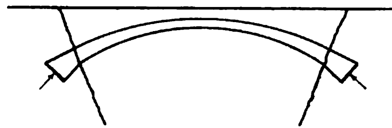


Abb. 76.

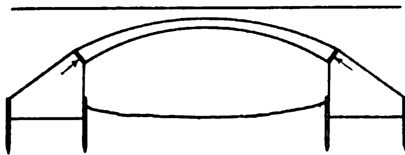


Abb. 77.

Den beiden in Abb. 76 und 77 angedeuteten Grundformen der Bogenbrücken mit verlorenem Widerlager und mit Standwiderlager entsprechen die beiden Grundformen der Bogenbalken (Abb. 78 und 79). Beide weisen gemeinsam die kennzeichnenden Flächen AB und CD auf. Dagegen unterscheiden sie sich voneinander genau ebenso wie der einfach gestützte Träger der Gruppe 1 vom eingespannten Träger der Gruppe 4. Während der Träger der Abb. 79 durch die Rahmenwirkung der starren Verbindung von Wandpfosten und Balken eingespannt ist, kann der Träger der Abb. 78 abgesehen von der Wirkung der wagerechten Stützkräfte, als frei beweglich gelagert betrachtet werden. Auch durchlaufende Bogenbalkenträger sind bereits ausgeführt worden (Beispiel 39, Abschnitt H), so daß alle Grundformen ebenso wie bei den reinen Balkenträgern vorkommen können. Sie unterscheiden sich von diesen eben nur durch die hinzutretenden wagerechten Stützkräfte.

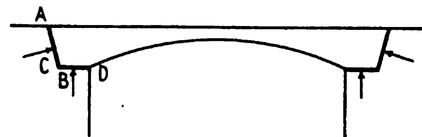


Abb. 78.

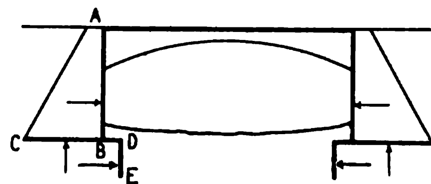


Abb. 79.

Es besteht kein Zweifel, daß diese wagerechten Stützkräfte, welche im wagerechten Balken Längskräfte ersetzen, statisch einen günstigen Einfluß auf die Abmessungen des Trägers ausüben. Bedenklich können sie bei Eisenbetonbrücken wohl kaum werden, selbst wenn sie vielleicht durch Wärmewirkungen wider Erwarten wesentlich erhöht würden, da ein knickender Einfluß auf die Träger nicht zu fürchten ist, obwohl diese oft sehr schlank, in der Querrichtung also nicht übermäßig steif ausgebildet sind. Auch eine gefahrdrohende Erhöhung dieser Längskräfte ist nicht

wahrscheinlich, da die Widerlager wohl selten den entsprechenden Widerstand zu bieten vermögen, viel eher besteht die Gefahr einer Überschätzung der Größe dieser Stützkräfte und ihrer günstigen Wirkung.



Abb. 80. Fußgängerbrücke am Dutzendteich in Nürnberg.

Besonders hervorzuheben ist hierbei, daß die Schildplatte *AB* der Abb. 78 und 79 natürlich dicht an dem Erdreich anliegen muß, wenn der Erddruck die der Voraussetzung entsprechenden wagerechten Stützkräfte ausüben soll. Da diese Schildplatte aber mit dem Balken starr verbunden ist, wird sie gezwungen, an dessen Formänderungen teilzunehmen und kann sich mitunter bei überwiegender Balkenwirkung vom Erdreich abheben. Weil nun überdies das Erdreich in der Regel nicht aus gewachsenem Boden, sondern aus Massen besteht, die nach Fertigstellung des Eisenbetonwiderlagers in die Bau-



Abb. 81. Brücke in Moulins bei Metz.

grube wieder eingebracht worden sind, so liegt in der Annahme der Größe dieser Stützkraft und ihrer günstigen Wirkung eine Unsicherheit, die man nicht verkennen darf. Als ein günstiger Umstand kommt jedoch die Reibung der Fußplatte *CD* hinzu, deren Wirkung man oft durch eine Hakenplatte *DE* (Abb. 79) wesentlich zu verstärken vermag. Mit dieser Reibung kann nur dann gerechnet werden, wenn die Bodenverhältnisse zuverlässig bekannt sind, da z. B. auf Tonschichten ein Gleiten zu befürchten ist, und zwar um so eher, als häufig durch die Entwässerung der Brücke das Wasser dem Widerlager zugeführt wird.

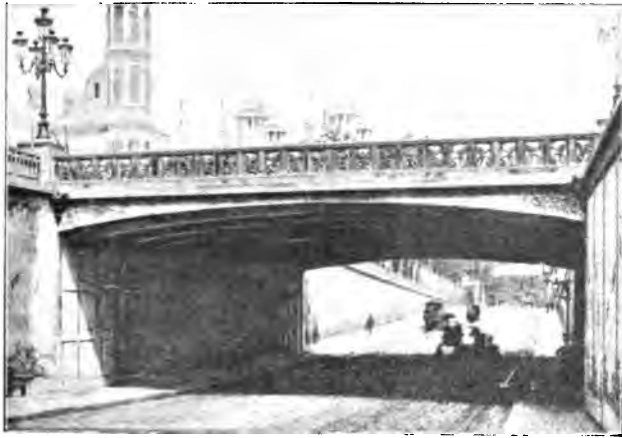


Abb. 82. Brücke am Quai Debilly in Paris.

Das Ergebnis der günstigen Längskraftwirkung bei den Bogenbalken zeigt sich besonders in der gegenüber den reinen Balkenträgern oft außerordentlich geringen Trägerhöhe in der Brückenmitte. Bei der Fußgängerbrücke am Dutzendteich in Nürnberg (ausgeführt von der Firma Meess u. Nees), s. Abb. 80, z. B. beträgt das Verhältnis der Stützweite zur Scheitelstärke 34 : 1, während es bei den Balkenbrücken höchstens den Wert 20 : 1 erreicht. Bei diesem Beispiel war das eine Bogenwiderlager durch den Gründungskörper des Leuchtturmes gegeben, das andere dagegen mußte mit möglichster Kostenersparnis neu hergestellt werden. Ein reiner Bogen hätte ungefähr die doppelte Widerlagerlänge erfordert. Der Größtwert des Horizontalschubes (vergl. die Berechnung in Abschnitt F, VI) ist durch die Bedingung ge-



Abb. 83. Gangsteg in Loriant.



Abb. 84. Gangsteg in Rotterdam.

geben, daß bei dem auf 20 Holzpfählen stehenden Widerlager Zugbeanspruchungen in der Bodenfuge nicht auftreten sollen. Damit ist auch der Anteil der Bogenwirkung an der Übertragung der gegebenen Lasten bestimmt, der hier rund 40 vH. beträgt. Der Rest der Last von rund 60 vH. wird in reiner Balkenwirkung des frei gestützten Trägers übertragen. Daraus erklärt sich, daß die erforderliche Balkenhöhe in der Brückenmitte hier rund zwei Drittel der sonst üblichen Werte betragen kann.

Während der soeben beschriebene Bogenbalken bezüglich der Balkenwirkung als freigestützter Träger anzusehen ist, muß die Kanalbrücke in Moulins bei Metz[1]) (Abb. 81) als ein eingespannter Träger gelten. Der wagerechte Bogenschub setzt sich hier zusammen aus der Reibung an der wagerechten Grundplatte, welche durch das Brückengewicht und durch die Erdmassen belastet wird, aus dem Druck auf die anschließende, in den Boden tief eingreifende Hakenplatte und aus dem aktiven Erddruck auf die senkrechte Erdschildplatte, die das sichtbare Widerlager abschließt. Das Einspannungsmoment des Balkens wird von dem tief angreifenden Horizontalschub und besonders von der Erdauflast gebildet. Das Verhältnis der Lichtweite zur Scheitelstärke beträgt $21 : 0{,}60 = 35 : 1$.

Weitere Beispiele von Bogenbalken zeigen die Abb. 82 bis 84[2]), von denen die Brücke am Quai Débilly und der Gangsteg in Rotterdam im Abschnitt H, Nr. 38 u. 40 ausführlicher beschrieben sind.

Endlich sei noch der durchlaufende Bogenbalkenträger der Echezbrücke in Tarbes mit drei Öffnungen von 12,9 m Lichtweite (siehe Beispiel 39, Abschnitt H) erwähnt.

III. Tragwerke mit versenkter Fahrbahn.

Alle bisher betrachteten Grundformen sind durch die „oben“ liegende Fahrbahn gekennzeichnet, über welche kein tragender Teil der Eisenbetontafel emporragt (s Abb. 3 u. 4). Sie gewähren einen völlig freien Ausblick für den Fußgänger, sowie in statischer Hinsicht möglichste Einfachheit der Konstruktion, da die Kräfte auf dem kürzesten Wege nach den Widerlagern geführt und diese möglichst gleichmäßig belastet werden. Falls jedoch die Bauhöhe äußerst beschränkt ist, wie oft bei der Kreuzung zweier Verkehrswege, oder bei Flußläufen mit fest vorgeschriebenem Durchfahrts- oder Durchflußprofil, zeigt sich bei diesen Grundformen besonders für größere Stützweiten der Nachteil. daß die erforderliche Bauhöhe mit der Stützweite beständig wächst. Es sei z. B. für einen gegebenen Fall das wirtschaftlich günstigste Verhältnis von Stützweite zur Trägerhöhe $\alpha = l : h = 14$, dann wird bei $l = 10$ m und $s = 0{,}30$ m Versteinungsstärke als Bauhöhe

$$\overline{BH} = h + s = \frac{l}{\alpha} + s = \frac{10}{14} + 0{,}30 = 1{,}01 \text{ m}$$

erforderlich, während sich bei $l = 20$ m Stützweite $\overline{BH} = 1{,}73$ m ergibt.

Bei beschränkter Bauhöhe und großer Stützweite bietet sich nun der Ausweg, zu beiden Seiten der Brückenbahn je eine Trägerwand anzuordnen, deren Höhe beliebig und daher auch wirtschaftlich günstig bemessen werden kann. So entsteht die Grundform der Tragwerke mit versenkter oder „unten“ liegender Fahrbahn (s. Abb. 5), bei welcher als tragende Teile zu der Platte und den beiden Hauptträgern oder Tragwänden noch die Querträger, zuweilen sogar auch Längsträger hinzutreten,

[1]) Ausgeführt von der Firma Ed. Züblin u. Co., Straßburg.

[2]) Ausgeführt von der Firma Hennebique.

genau so wie bei den gebräuchlichen eisernen Brücken. Für eine lichte Breite der Brücke von 4 m, entsprechend einem Abstande der Hauptträgermitten $b = 4{,}5$ m, ergibt sich jetzt unter denselben Verhältnissen wie zuvor für $\alpha = 10$[1]) die erforderliche Bauhöhe

$$\overline{BH} = \frac{b}{\alpha} + s = \frac{4{,}5}{10} + 0{,}30 = 0{,}75 \text{ m},$$

und zwar sowohl für $l = 10$ m wie $l = 20$ m, da die Bauhöhe hier unabhängig von der Stützweite ist.

Ein Vergleich der beiden Ausdrücke für $\overline{BH}$ zeigt, daß diese neue Grundform einen wesentlichen Vorteil nur dann bietet, wenn b erheblich kleiner als l, oder die lichte Breite der Brücke beträchtlich kleiner als die lichte Weite ist. Für eine Anzahl ausgeführter Beispiele (siehe S. 284) ergab sich dieses Verhältnis zu $^1/_2$ bis $^1/_5$. Die Anwendung von Tragwerken mit versenkter Bahn empfiehlt sich somit in der Regel nur dann, wenn die lichte Breite kleiner als die halbe Lichtweite ist; also bei schmalen und weitgespannten Brücken.[2])

Betreffs der Ausbildung der beiden Tragwände im Brückenlängsschnitt sind zunächst sämtliche bei den Plattenbalken mit obenliegender Fahrbahn betrachteten Grundformen denkbar vom einfachen Träger bis zum Bogenbalkenträger. Ein eigenartiges Beispiel für einen durchlaufenden Träger mit versenkter Bahn zeigt die Staatsbahnbrücke bei Nymwegen (Holland) (siehe Beispiel 48, Abschnitt H). Da jedoch bei diesen Tragwerken die Höhe der Tragwände nicht mehr durch die Bauhöhe begrenzt ist, bevorzugt man meist den einfachen Balken auf zwei Stützen, dessen Höhe man möglichst wirtschaftlich wählen kann.

Mit wachsender Stützweite wird aber auch die tote Last der Tragwände größer und größer. Das bereits bei den Plattenbalken vereinzelt angewendete Mittel, durch eine Auflösung der Trägerwand eine Verminderung des Körperinhaltes zu erzielen, gewinnt daher hier eine außerordentliche Bedeutung. Auch in architektonischer Hinsicht ist eine Gliederung in äußerlich sichtbare Gurtungen und Wandfüllungen erwünscht, die entweder durch Vertiefungen oder mittels Durchbrechungen und fachwerkartiger Auflösung der Wand erreicht wird, wobei auf einen möglichst freien Ausblick für die Fußgänger Gewicht zu legen ist.

Unter Bezug auf diese Gliederung der Tragwände ergeben sich die Gruppen:

1. der vollwandigen Tragwerke,
2. a) der durchbrochenen Tragwerke und der Pfostenfachwerkträger,
   b) der Dreiecksfachwerkträger.

I. Vollwandige Tragwerke mit versenkter Bahn.

Bei Stützweiten bis rund 15 m verzichtet man häufig darauf, die zugleich als Brüstung dienenden Tragwände zu durchbrechen, und begnügt sich vielmehr damit, durch rechteckige Nischen an der Außenfläche eine Verringerung des Eigengewichts und zugleich eine architektonische Gliederung zu erzielen, wie die Schulbrücke in Ranigsdorf[3]) (Abb. 85 und Beispiel 43, Abschnitt H) zeigt. Den von der Mitte nach den Auf-

[1]) Mit Rücksicht auf die Aussteifung der Hauptträger wird das Verhältnis der Stützweite der Querträger zu ihrer Höhe in der Regel nicht größer als $\alpha = 10$ gewählt.

[2]) Diese Grundform ist jedoch wohl zu unterscheiden von den Rippenplatten mit erhöhten Randträgern s. S. 233), Diese ähneln den hier beschriebenen Tragwerken zwar äußerlich, unterscheiden sich von ihnen jedoch dadurch, daß zwischen den überstehenden Randträgern eine größere Anzahl von niedrigen Hauptträgern unter der Fahrbahn vorhanden ist, die nur durch die lastverteilenden Querträger etwas entlastet werden. Diese Anordnung ist dann zu wählen, wenn die lichte Breite annähernd gleich der Stützweite oder sogar noch größer als diese ist.

[3]) Ausgeführt von Schittenhelm u. Söhne in Zauchtel nach System Luipold.

lagern zu wachsenden Querkräften entsprechend ist die Tiefe der ausgesparten Nischen in der Mitte am größten und nimmt nach den Enden zu von Feld zu Feld ab, so daß das Endfeld überhaupt ohne Vertiefung geblieben ist. Bei der Brücke in Reichenau[1]) (Abb. 86 und Beispiel 42, Abschnitt H) ist die Lage der abgebogenen Eisen in den aus der letzten Nische hervortretenden Streben zu erkennen. Die auch architektonisch sehr befriedigende Franzensbrücke in Buchelsdorf[2]) (siehe Abbildung 87 u. Beispiel 45, Abschnitt H) mit 19,5 m Lichtweite und 5 m lichter Breite war in der äußeren Trägerform dadurch bestimmt, daß an den Brückenenden wegen des Langholzverkehrs die Tragwände nur 0,70 m über die Fahrbahn hervorragen durften, während in der Brückenmitte die Trägerhöhe mit $^1/_{10}$ der Stützweite wirtschaftlich günstig bemessen werden konnte. Die größte Höhe der durch die Tragwände gebildeten Brüstung beträgt 1,45 m, so daß allenthalben für die Fußgänger ein freier Ausblick gewahrt bleibt. Die 0,45 m starken Tragwände sind nur aus architektonischen Gründen an der Innen- und Außenseite durch 3 cm tiefe Nischen gegliedert.



Abb. 85. Schulbrücke in Ranigsdorf.



Abb. 86. Brücke in Reichenau.



Abb. 87. Franzensbrücke in Buchelsdorf.

2. Durchbrochene Tragwerke, Pfosten- und Dreiecksfachwerkträger.

Diese drei Gruppen sind dadurch gekennzeichnet, daß man die Trägerwände auflöst, um das Eigengewicht derselben zu verringern. Die Frage, wie diese Auf-

[1]) Ausgeführt von Schittenhelm u. Söhne in Zauchtel nach System Luipold.
[2]) Ausgeführt von der Firma Ast u. Co. in Wien.

lösung der Wand in wirtschaftlich und konstruktiv befriedigender Weise zu erfolgen hat, führt zu einer der schwierigsten Aufgaben des Eisenbetonbaues, die jedoch in der Zukunft gelöst werden muß, wenn man überhaupt reine Balkenbrücken aus Eisenbeton über 20 und 30 m Lichtweite ausführen will. Die Grundlagen, auf denen aufzubauen ist, bilden die Errungenschaften der Theorie, welche bei der Entwicklung der eisernen Brücken im vorigen Jahrhundert ausgebildet worden ist, und die Erfahrungen des Eisenbetonbaues im letzten Jahrzehnt, die uns lehren, in welcher Weise der neue Baustoff materialgerecht gestaltet werden muß.

Ein Blick auf die Entwicklung der eisernen Fachwerkbrücken zeigt, daß man von den ursprünglichen vollwandigen und mehrteiligen Systemen zu der statisch klaren und bestimmten Gliederung der Wand mittels des einfachen Dreieckfachwerks überging. Heute herrscht im Eisenbrückenbau überall das Bestreben, durch möglichste Klarheit im System zu erreichen, daß man die auftretenden Spannungen so scharf als möglich berechnen und das kostbare Eisenmaterial bis aufs äußerste ausnutzen kann. Wird dabei für die Wandfüllung die konstruktiv einfachste Dreiecksgliederung gewählt und die Fachwerkstäbe möglichst dünn und biegsam gestaltet, so bleiben, wie einzelne Forscher nachgewiesen haben, die mit Recht so gefürchteten Nebenspannungen innerhalb sehr mäßiger Grenzen, und es können in solchen Fällen für die zulässigen Beanspruchungen höhere Werte festgesetzt werden.[1]) Unbedenklich haben daher im Eisenbrückenbau unsere ausführenden Ingenieure die einfachen und zuverlässigen Knotenverbindungen beibehalten und den amerikanischen Bolzengelenken vorgezogen im vollen Bewußtsein des Widerspruchs mit der Annahme reibungsloser Gelenke in der statischen Berechnung.

Wollte man nun diese theoretisch, konstruktiv und wirtschaftlich äußerst befriedigenden Grundformen, welche für die eisernen Brücken ausgebildet worden sind, ohne weiteres auf die Eisenbetonbrücken übertragen, so stehen dem sowohl schwerwiegende theoretische als auch vor allem konstruktive Bedenken entgegen. Die drei bekannten grundlegenden Annahmen der Fachwerktheorie, über deren Vernachlässigung bei der Ausführung eiserner Brücken auch der bedenklichste Konstrukteur durch die Nebenspannungslehre und durch Formänderungsmessungen beruhigt wird, sind bei den Fachwerken aus Eisenbeton kaum mehr zutreffend. Statt der reibungslosen Gelenkverbindungen haben wir hier äußerst starre Knoten, statt der gewichtslos angenommenen Stäbe schwere Eisenbetonbalken und Säulen, und eine Gewähr dafür, daß die Lasten nur in den Knotenverbindungen angreifen, ist kaum noch vorhanden.

Die Anwendung der beiden oben erwähnten Mittel, die sich im Eisenbrückenbau bewährt haben, nämlich die einfache Dreiecksgliederung des Fachwerks und die Verwendung möglichst dünner und biegsamer Stäbe, ist im Eisenbeton nur in sehr beschränktem Maße möglich.

Vor allem besteht schon in der Ausbildung der Knoten, in denen beim Dreiecksfachwerk in der Regel vier Stäbe zusammenstoßen, bei der Eigenart des Materials eine außerordentlich große konstruktive Schwierigkeit. Die Herstellung schlanker und biegsamer Eisenbetonstäbe ist aber fast ausgeschlossen, da die Biegsamkeit des Baustoffs im Vergleich zum Eisen dem Verhältnis der Elastizitätsziffern entsprechend weit geringer ist. Eine Verminderung der beim Eisenbeton üblichen Stab-

---

[1]) Nach der verdienstvollen Zusammenstellung von Professor Eugen Patton, „Berechnung von gegliederten Brückenträgern mit starren Knotenverbindungen“, Zeitschrift des Hannoverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins 1901, wird bei wirtschaftlich und konstruktiv durchgebildeten eisernen Brücken mit einfachem Dreieckfachwerk bei Berücksichtigung der Nebenspannungen die rechnerische Grundspannung von 1000 kg/cm² in der Regel um höchstens 25 vH. überschritten.

stärken auf die im Eisenbau üblichen Abmessungen ist aber schon mit Rücksicht auf die Herstellungsweise des Eisenbetons, der in hölzernen Formen am Bau gestampft wird, unmöglich, wobei noch zu bedenken ist, daß in den Stärkenabmessungen höchstens eine Genauigkeit von halben Zentimetern erreicht werden kann, im Gegensatz zu den auf Millimeter genau gewalzten eisernen Profilen.

Man hat daher auf zwei verschiedenen Wegen versucht, eine Lösung für das Eisenbetonfachwerk zu finden. Die eine Gruppe von Konstrukteuren, wie Vierendeel und G. A. Wayss u. Co., bewertet die erwähnten konstruktiven Schwierigkeiten so hoch, daß sie auf eine Anlehnung an das eiserne Dreieckfachwerk vollständig verzichtet und unabhängig von dieser Überlieferung ein möglichst materialgerechtes Pfostenfachwerk aus Eisenbeton ausbildet. Dabei sind jedoch die Schwierigkeiten der Berechnung der Stabkräfte und Biegungsmomente der statisch vielfach unbestimmten neuen Grundform in Kauf zu nehmen.

Die andere Gruppe dagegen, wie z. B. Visintini und Considère, behält die statisch einfache Grundform des Dreieckfachwerks bei. Dann ergibt sich jedoch vor allem die schwierige konstruktive Aufgabe der Knotenausbildung in Eisenbeton. Aber auch in theoretischer Hinsicht kommt eine neue Schwierigkeit hinzu, nämlich die Berechnung der infolge der großen Steifigkeit der Stäbe sicherlich sehr hohen Nebenspannungen. Wegen der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls der verwickelten, zusammengesetzten Beanspruchungen der zugleich auf Biegung, sowie auf Zug oder Druck beanspruchten Stäbe ist eine befriedigende theoretische Lösung dieser Aufgabe kaum denkbar.

Als durchbrochene Träger bezeichnet man die weniger ausgesprochenen Übergangsformen von der vollen Wand zum Pfostenfachwerk. Sie können äußerlich dadurch gekennzeichnet werden, daß bei ihnen die Höhe der Durchlochungen nur einen kleinen Teil der gesamten Trägerhöhe ausmacht und auch die Länge der Durchlochungen klein im Verhältnis zur Stärke der zwischen letzteren verbleibenden Pfosten ist.

a) Durchbrochene Tragwerke und Pfostenfachwerkträger.

Das Idealbild einer reinen Pfostenfachwerkbrücke, wie man es sich wohl in Eisenbeton denken könnte, zeigt die Abb. 88, eine von Vierendeel ausgeführte eiserne Brücke über den Kanal in Beeringen. Diese neue Grundform wird den eisernen Dreieckfachwerkbrücken gegenüber wegen des größeren Eisenverbrauchs und der schwierigen Herstellung voraussichtlich nur bei größeren Spannweiten in erfolgreichen Wettbewerb treten.[1]) Die Schwierigkeiten, welche den



Abb. 88. Eiserne Vierendeel-Brücke über den Kanal in Beeringen.

[1]) Im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 558 weist Prof. Patton nach, daß an Stelle des eisernen Versuchsträgers von Vierendeel in Brüssel (1897) mit dem gleichen Eisenaufwand ein vollwandiger Blechträger hätte hergestellt werden können.

entwerfenden Ingenieur daran hindern, das Eisenmaterial voll auszunutzen, sind in der vielfachen inneren statischen Unbestimmtheit des Systems begründet. Da jedes Feld als ein vierseitiger Rahmen aufgefaßt werden kann, ist es ohne weiteres verständlich, daß außer dem Zug im Untergurt und in den Pfosten, sowie dem Druck im Obergurt in jedem dieser Stäbe noch starke Biegungsbeanspruchungen auftreten. Überdies sind von allen Stäben des Trägers große Scherspannungen aufzunehmen.

Bei der Ausführung in Eisenbeton bleiben zwar diese theoretischen Schwierigkeiten vollauf bestehen. Doch liegt es in der Herstellungsart des Eisenbetons begründet, daß durch die starre Verbindung der einzelnen Teile statisch unbestimmte Systeme entstehen, bei denen von vornherein auf eine völlige Ausnutzung des Materials verzichtet werden muß, so daß dieser Nachteil allen Fachwerken aus Eisenbeton gemeinsam ist. Ferner kommt hinzu, daß die Eiseneinlagen im Obergurt mit Rücksicht auf Wärmewirkungen und die Knickgefahr, die bei offenen Brücken, vor allem auch für die ganze Brückenlänge untersucht werden muß, doch nicht vollständig weggelassen werden können, so daß man das einmal vorhandene Eisen auch für die Biegungsfestigkeit in der Ebene der Tragwand nutzbar machen kann. Endlich ist die für Eisenbetonkörper sehr unerwünschte Zugkraft in den Pfosten bei dieser Grundform kleiner als in den geneigten Zugstreben eines Dreiecksfachwerks.

Diese theoretischen Erwägungen sind jedoch unwesentlich gegenüber dem Hauptvorteil des Pfostenfachwerks für Eisenbetonbrücken, der darin besteht, daß es eine konstruktiv einfache und materialgerechte Ausbildung ermöglicht. An allen Knoten stoßen nur wagerechte und senkrechte Stäbe zusammen. Durch Eckausrundungen assen sich diese Anschlüsse biegungsfest ausbilden, so daß sie äußerlich den allgemein üblichen Verbindungen von Säulen und Balken im Hochbau völlig gleichen. Die Schwierigkeit besteht hier nur darin, daß im Gegensatz zu diesen Säulen nicht Längsdruckkräfte, sondern Zugkräfte wirken. Doch ist der unvermeidliche Anschluß der Zugeisen a (siehe Abb. 89) an die Gurteisen b am einfachsten und sichersten dann zu gestalten, wenn beide senkrecht zueinander stehen, wogegen bei einem schrägen Anschluß ein Gleiten in den Punkten c zu fürchten ist. Für die Schalung und das Betonieren entstehen keine größeren Schwierigkeiten als bei der Verwendung der üblichen Säulen und Balken im Hochbau.

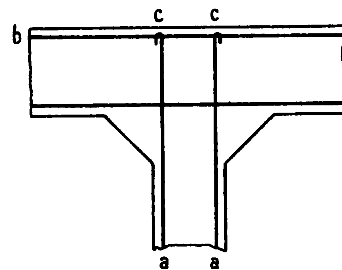


Abb. 89. Knotenverbindung beim Pfostenfachwerk.

. Diese konstruktiven Vorteile des Pfostenfachwerks bewirken, daß trotz der theoretisch schwierigen Berechnung und trotz des Übelstandes, daß das Material nicht recht ausgenutzt werden kann, diese Grundform als eine durchaus materialgerechte und entwicklungsfähige angesehen werden muß.

Nach verschiedenen Anwendungen des Pfostenfachwerks mit parallelen und auch mit gekrümmten Gurten im Hochbau hat besonders Vierendeel, sowie die Firma G. A. Wayss u. Co., Wien eine Anzahl Balkenbrücken mit Pfostenfachwerk ausgeführt. Die Abb. 90 bis 92 zeigen drei kleinere Brücken von der Firma Wayss u. Co. und Abb. 93 die größere Béjabrücke der Firma Hennebique, die sich bezüglich der Kühnheit in der Auflösung der Wand dem Idealbild der Abb. 88 schon etwas mehr nähert. In Abb. 90 ist durch die sieben Durchbrechungen sowie durch die einfache Gliederung des kräftigen Ober- und Untergurtes eine erfreuliche Belebung der Tragwände er-



Abb. 90.



Abb. 91. Inundations-Viadukt der Ybbsbrücke bei Kemmelbach.



Abb. 92.



Abb. 93. Béja-Brücke in Tunis. 40 m Stützweite.

reicht. Durch Konsolen von gleichem Abstande wird die Mitte der Pfosten gekennzeichnet. Bei dem Inundationsviadukt der Ybbsbrücke bei Kemmelbach (Abb. 91) sind die vier Öffnungen mit einfachen Trägern auf zwei Stützen überdeckt, wie aus den Trennungsfugen über den Pfeilern ersichtlich ist. Während die Kante des Untergurtes nur durch eine schwache Fase abgerundet ist, tritt der abgeschrägte und mit einer Wassernase versehene Obergurt wie der Hauptsims eines Gebäudes kräftig hervor. Die übrige Wandfläche ist nur durch die Postamente über den Pfeilern und die sieben Durchbrechungen in jeder Öffnung belebt. Den Querkräften entsprechend nimmt die Stärke der Pfosten von der Brückenmitte bis zu den vollwandig ausgebildeten Endfeldern beständig zu. Im Gegensatz zu diesen beiden Beispielen ist bei der Abb. 92 ein freier Überblick über die hohen Tragwände hinweg nicht möglich. Dafür stellen sich die neun Durchbrechungen nicht mehr als liegende, sondern

als stehende Rechtecke dar. An den Außenflächen wurden der hohe Obergurt und die breiten Endfelder durch einen rahmenartigen, einfachen Sims gegliedert.

Eine der großartigsten Ausführungen einer Eisenbetonbrücke ist die in Abb. 93 dargestellte Béjabrücke in der afrikanischen Kolonie Tunis, die nach den Entwürfen des Ingenieurs Picard von der Firma Hennebique ausgeführt und im Sommer 1907 fertiggestellt wurde. Die Stützweite beträgt 40 m, die lichte Breite 4,50 m. Die Tragwand ist durch elf Öffnungen von gleicher Feldweite aufgelöst, während an den Brückenenden das vorletzte und letzte Feld vollwandig ausgebildet ist. Die Gesamtform gleicht dem im Eisenbrückenbau bekannten Halbparabelträger. In äußerst geschickter Weise ist zugleich mit den maurischen Architekturformen eine konstruktiv günstige Gestaltung der Anschlüsse der Pfosten an die Gurte erreicht worden. Dieses erste große Eisenbetonbauwerk auf afrikanischem Boden dürfte für die Zukunft ein wertvolles Versuchsobjekt zur Beobachtung von Wärmewirkungen sein.

Die in Abb. 94 dargestellte Brücke über die Larg in Brünighofen, ausgeführt von der Firma Ed. Züblin u. Co., Straßburg, von 17 m Stützweite kann auf den ersten Blick, nach der ausgesprochenen Bogenform zu urteilen, als eine Bogenbrücke mit aufgehobenem Schube erscheinen. Ein Vergleich mit Abb. 93 zeigt jedoch, daß sie auch als ein Pfostenfachwerk mit sehr weiten Öffnungen aufgefaßt werden kann. Als Bogenbrücke mit aufgehobenem Schube wäre sie dann anzusehen, wenn die Pfosten Zugstangen bildeten, welche gelenkig an den Obergurt angeschlossen sind, so daß in diesem nur reine Druckkräfte, im Untergurt dagegen eine in allen Feldern gleich große Zugkraft übertragen würde. Da aber die Pfosten sehr steif ausgebildet und rahmenartig mit den Gurten verbunden sind, so werden auf diese auch Biegungsbeanspruchungen übertragen. Es stellt somit diese Brücke ein Mittelding zwischen einem Pfostenfachwerk und einem Bogen mit aufgehobenem Schube dar, das als reine Balkenbrücke anzusehen ist.



Abb. 94. Larg-Brücke in Brünighofen.

b) Dreiecksfachwerkträger.

Die Vorbilder für alle Dreiecksfachwerke aus Eisenbeton sind die bekannten eisernen Fachwerkträger mit vernieteten Knoten oder Bolzengelenken. Es empfiehlt sich aber nicht, Formen, welche sich für ein bestimmtes Material als sehr vorteilhaft erwiesen haben, ohne weiteres auf ein anderes Material zu übertragen. Die Hauptschwierigkeit für die Ausbildung von Dreiecksfachwerken in Eisenbeton besteht in einem materialgerechten Anschluß der Stäbe, besonders der Wandglieder an die Gurtungen.

Von den beiden in Abb. 95 und 96 dargestellten Möglichkeiten, die Wand z. B. eines Parallelträgers zu gliedern, verdient die der Abb. 96 für die Ausführung in Eisenbeton den Vorzug, da die durch schwächere Linien angedeuteten Stäbe, welche in der Hauptsache nur Zugkräfte aufzunehmen haben, senkrecht zu den

Gurten stehen und somit ähnlich, wie in Abb. 89, in zuverlässiger Weise angeschlossen werden können, Eine sichere zugfeste Verbindung der Streben mit den Gurten ist nach Abb. 95 weniger leicht zu erreichen als durch den Anschluß der Druckstreben nach Abb. 96. Im übrigen entspricht die sprengwerkartige Gestaltung der Abb. 96 und 98 für die schwierig auszubildenden Streben auch der Eigenart des Eisenbetonbaustoffes, der sich ähnlich wie das Holz vor allem durch seine Druckfestigkeit auszeichnet, während die hängewerkartige Gestaltung der Abb. 95 und 97 sich hauptsächlich für Eisenkonstruktionen eignet.

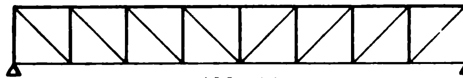


Abb. 95.

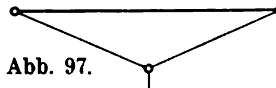


Abb. 97.

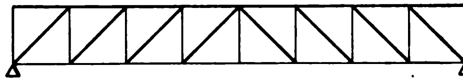


Abb. 96.

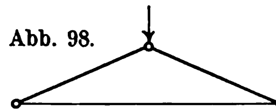


Abb. 98.

Der beachtenswerte Grundsatz, die Zugstreben möglichst senkrecht zu den Gurten zu stellen, ist in der Ausbildung der Wand bei dem Gangsteg über dem Naviglio Grande in Mailand[1]) mit 14,5 m Lichtweite und 2,5 m lichter Breite zu finden (Abb. 99 und 100). Eine kleine, eigenartige Abweichung ergab sich offenbar nur aus architektonischen Gründen dadurch, daß die lotrechte Stellung der Pfosten nach der Mitte zu aufgegeben wurde und die Pfosten allmählich in die Streben der Gegenseite



Abb. 99.

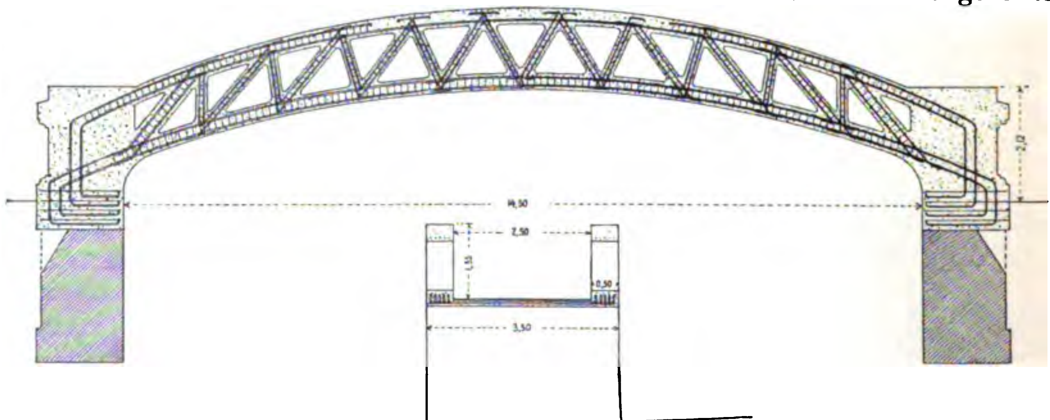


Abb. 99 u. 100. Gangsteg über den Naviglio Grande in Mailand.

[1]) Ausgeführt von F. Leonardi in Mailand, siehe Il Cemento, Mailand 1906, Nr. 8.

übergehen. Trotz der gekrümmten Form der Gurte ist diese Brücke, wie aus der wagerechten Lagerfuge im Längsschnitt hervorgeht, als eine reine Balkenbrücke anzusehen (vergl. Beispiel 49, Abschnitt H).

Ein weniger nachahmenswertes Gegenbeispiel hierzu bildet der in Abb. 101 und 102 dargestellte Entwurf für eine Straßenbrücke von 27 m Stützweite und 5,5 m lichter Breite über den Oglio bei Costa Volpino (Provinz Bergamo). Die stark geneigten Streben müssen bei der der Abb. 95 entsprechenden, für Eisenbeton ungünstigen Fachwerkgliederung sehr große Zugkräfte aufnehmen und bedürfen außerordentlich reichlicher Eiseneinlagen, z. B. in den Endfeldern bei 133 000 kg Zugkraft 24 Rundeisen von 27 mm Durchmesser. Hätte man dagegen die Gliederung der Abb. 96 gewählt, so wären die sodann in den Pfosten auftretenden Zugkräfte wesentlich kleiner ausgefallen und die Anschlüsse an die Gurte günstiger geworden, während die Streben dem druckfesten Betonmaterial entsprechend vorteilhafter als Druckstreben auszubilden und anzuschließen gewesen wären, da bei Betonstreben eine Knickgefahr in der Regel ausgeschlossen ist. Auch aus der Anwendung gekreuzter Gegendiagonalen in den mittleren Feldern geht hervor, daß dieses Beispiel eine ausgesprochene Kopie einer eisernen Fachwerkbrücke darstellt.

Eine materialgerechte Lösung des Problems der Knotenverbindungen wurde durch Considère in dem umschnürten Beton gegeben. Wie die Abb. 103 und 104 eines Obergurt- und eines Untergurtknotens zeigen, werden die Zug- und Druckeisen der Wandglieder mit einer Spirale von 10 mm starken Rundeisen vollständig umschnürt.

Die Vorzüge des umschnürten Betons bestehen nach Versuchen von Considère in der Erhöhung der Druckfestigkeit und der Elastizität oder Dehnbarkeit. Die Würfelfestigkeit wird durch die Umschnürung um ungefähr 50 vH. erhöht, weil unabhängig von der Güte des Betons, eine wesentliche

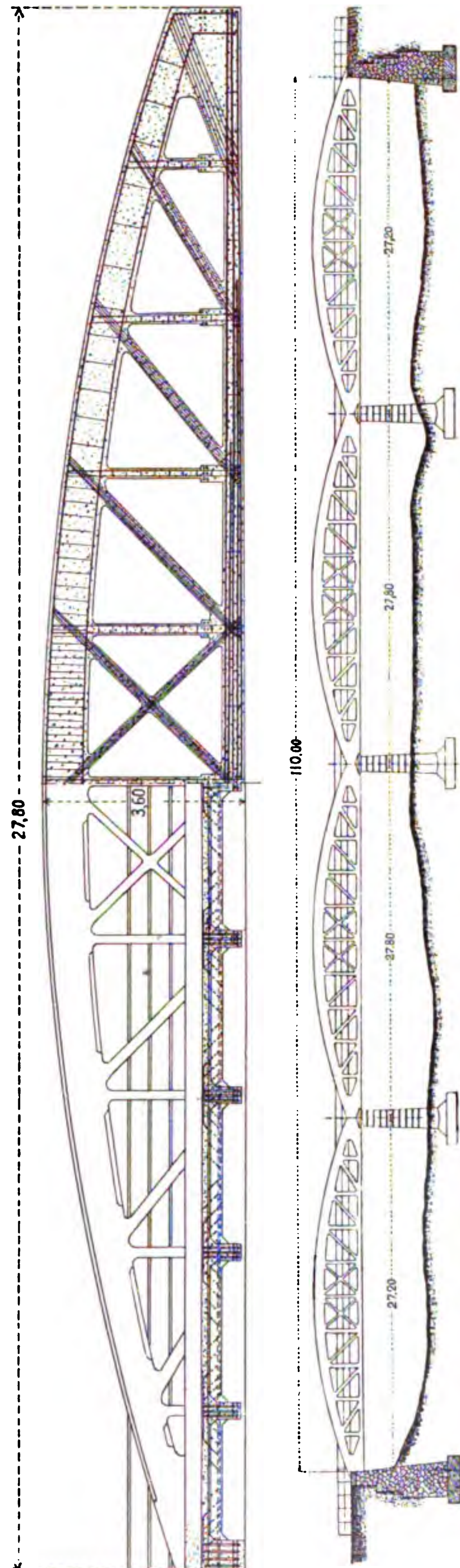


Abb. 101 und 102. Fachwerkbrücke in Costa Volpino (Entwurf).

Erhöhung der Druckfestigkeit des umschnürten Materials durch Ausnutzung der Zugfestigkeit der Spiralen in ähnlicher Weise erreicht wird, wie man die Kräftewirkung z. B. an den Sandtöpfen beim Absenken von Lehrgerüsten beobachten kann. Da infolge des eisernen Mantels dieser Töpfe der Sand in der Querrichtung nicht auszuweichen vermag, kann der Druck bis zur zulässigen Ringbeanspruchung der Umhüllung ausgenutzt werden.

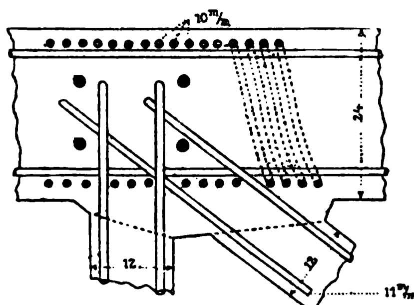
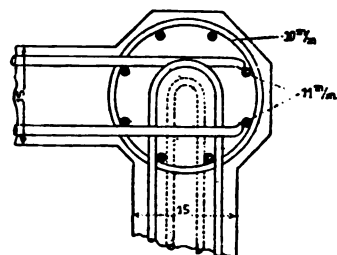


Abb. 103.



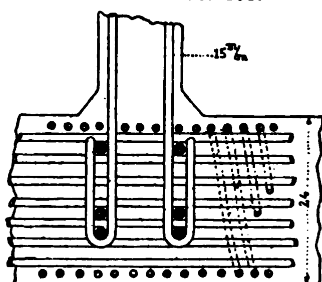


Abb. 104.

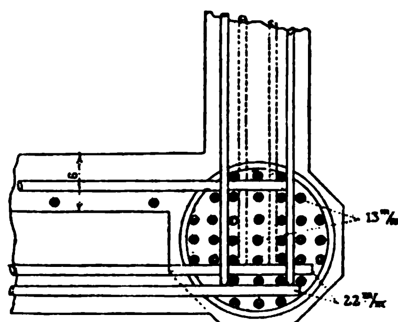


Abb. 106.

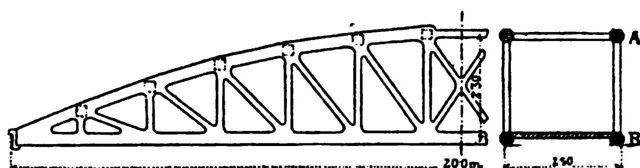


Abb. 105.

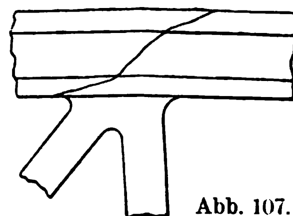


Abb. 107.

Betreffs der Dehnbarkeit des umschnürten Betons wurden von Considère eingehende Beobachtungen bei der Bruchprobe einer Modellbrücke in Paris am Bahnhof Jvry-Orléans mit 12 Dehnungsmessern vorgenommen[1]. Das Versuchsobjekt von 20 m Stützweite war in rund $^1/_3$ der Größe einer geplanten Brücke ausgeführt (Abb. 103 bis 108). Da für den umschnürten Beton eine $2^1/_2$mal so große Druckbeanspruchung wie sonst bei der üblichen Würfelfestigkeit zugelassen wurde, so ergaben sich naturgemäß größere Durchbiegungen und Formänderungen als bei ähnlichen nicht umschnürten Eisenbetonkonstruktionen. Andererseits waren die gemessenen Zusammendrückungen einiger Fachwerkstäbe bei den als zulässig angesehenen Beanspruchungen des umschnürten Betons von 100 kg/cm² nur halb so groß, als wie sie sich bei den zu-



Abb. 108.

[1]) Vergl. Annales des ponts et chaussées 1903, III und Beton u. Eisen 1904, Heft I, S. 37.

lässigen Beanspruchungen einer eisernen Fachwerkbrücke mit ähnlichen Verhältnissen ergeben hätten. Bezüglich der Elastizität oder Dehnbarkeit steht somit der umschnürte Beton als Baustoff zwischen dem Eisenbeton und dem Eisen. Der Bruch der Versuchsbrücke ging bemerkenswerterweise von einem Knoten aus (vergl. Abb. 107 und 108), in welchem eine kleine Unregelmäßigkeit beim Verlegen des Eisens unterlaufen war. Diese Bruchursache ist ein Beweis dafür, daß bei Fachwerkbrücken auf die Ausbildung zuverlässiger Knotenverbindungen das größte Gewicht gelegt werden muß.

Ein Nachteil des durch diese Vorzüge ausgezeichneten umschnürten Betons besteht nur darin, daß wegen der zu engen Zwischenräume der Spiralwindungen ein Stampfen des

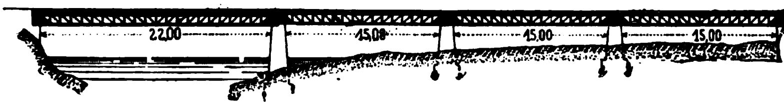


Abb. 109 bis 112. Zschopau-Brücke bei Merzdorf.

Betons kaum mehr möglich ist, daß also der Beton in einem breiigen Zustande eingebracht werden muß.

Beim Viadukt von Avranches[1]), der eine Lokalbahn trägt, ist für die eine Öffnung von 30 m Stützweite ein der Abb. 105 ganz ähnlicher Träger bereits ausgeführt worden. Unter den Planungen Considères befanden sich übrigens Fach-

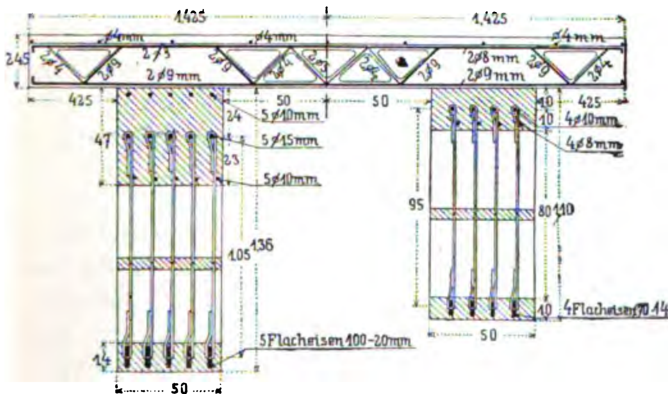


Abb. 110.

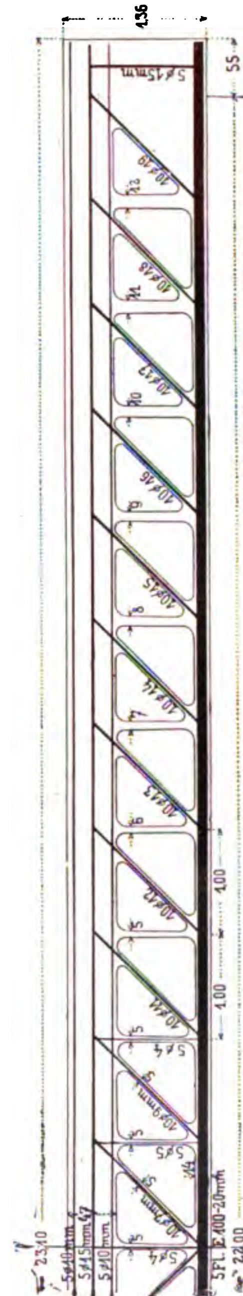


Abb. 111.

werkträger bis 96 m Spannweite mit Druckstreben von 0,60 m Durchmesser.

Unter den Fachwerkträgern nehmen die Visintini-Träger[2]) eine besondere Stellung ein. Sie sind dadurch gekennzeichnet, daß sie nicht wie sämtliche anderen Eisenbetonträger mittels Schalung und Rüstung in ihrer endgültigen Lage hergestellt, sondern in besonderen Formen auf einem Lagerplatz gestampft, zur Baustelle gefördert und daselbst verlegt werden. Durch die Auflösung aller Träger-

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1907, Heft II, S. 38.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906, S. 220.

wände mittels des Dreieckfachwerks wird eine wesentliche Gewichtsverminderung erzielt. Für kleine Stützweiten bieten diese in der Regel dicht nebeneinander zu verlegenden Balken, ähnlich wie die Siegwartbalken, besonders bei Überdeckungen (S. 225) den großen Vorteil der Ersparnis an kostspieliger Rüstung und einer Verkürzung der Bauzeit. Bei größeren Stützweiten, bei denen an Stelle des Strebenfachwerks in der Regel das Ständerfachwerk tritt, kommt die fabrikmäßige Herstellung kaum noch in Betracht, da die örtlichen Verhältnisse und die Verschiedenheit der Grundmaße für

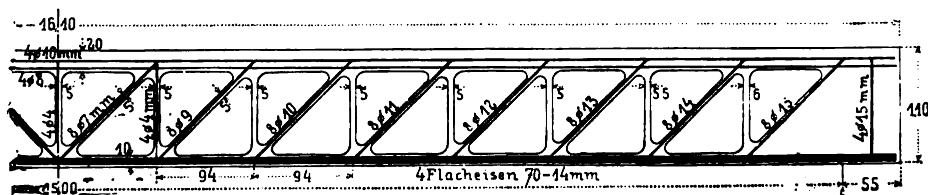


Abb. 112. Zschopaubrücke bei Merzdorf.

jeden einzelnen Fall verschiedene Abmessungen bedingen. Auch wird sodann wegen des großen Eigengewichts, das mit zunehmender Stützweite stark wächst, die Anförderung zur Baustelle und die Verlegung wesentlich erschwert, sodaß man die Herstellung der Visintini-Träger in unmittelbarer Nähe der Baustelle vorzieht. Während bei den Pfostenfachwerkträgern bereits Spannweiten bis zu 40 m zu verzeichnen sind (siehe Abb. 93), sind die Visintini-Träger bisher nur bis zu 22 m Stützweite ausgeführt worden, also in denselben Grenzen wie die sonst üblichen vollwandigen Träger.



Abb. 113. Brücke bei Erdmannsdorf.

Eines der größten Bauwerke mit Visintini-Trägern[1]) ist die 73 m lange Straßenbrücke über die Zschopau bei Merzdorf in Sachsen mit einer Öffnung von 22 m und drei Öffnungen von 15 m Lichtweite[2]) (Abb. 109 bis 112). Die Fahrbahn wird von engliegenden Visintiniträgern gebildet mit einer 4 cm starken druckverteilenden Eisenbetonplatte und ruht auf den beiden 1,50 m von einander entfernten Hauptträgern. Als rechnungsmäßige Nutzlast ist Menschengedränge von 300 kg/m² und ein Wagen von 2,5 t Gewicht angenommen worden. Bei größeren Lasten und Stützweiten wäre zu erwägen, ob die zum Teil nur 5 cm starken Pfosten ohne Eiseneinlagen, ferner der sehr einfache Anschluß der Rundeisen der Streben an den Obergurt beibehalten werden können.

[1]) Der Einheitlichkeit halber werden hier auch die Visintini-Träger mit obenliegender Fahrbahn behandelt.
[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Heft IX.

Abb. 114 bis 116. Straßenbrücke in Knoxville (Tenn.).

Abb. 117.

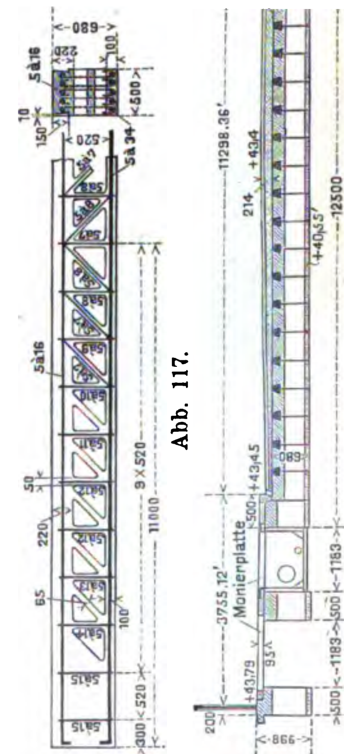


Abb. 118.



Abb. 117 bis 119. Gleisüberführung in Kopenhagen.

Abb. 113 zeigt, wie der Träger einer Brücke bei Erdmannsdorf in Sachsen mit zwei Öffnungen von 13 m Spannweite aus seiner wagerechten Lage in die senkrechte Stellung gekantet wird, wobei naturgemäß zur Vermeidung von unzulässigen Spannungen die größte Sorgfalt beobachtet werden muß.

Bei der Brücke in Knoxville (Tenn.) (Abb. 114 bis 116) sind an Stelle der Rundeisen in den Wandgliedern Flacheisen angenommen, die mit den Winkeleisen der beiden

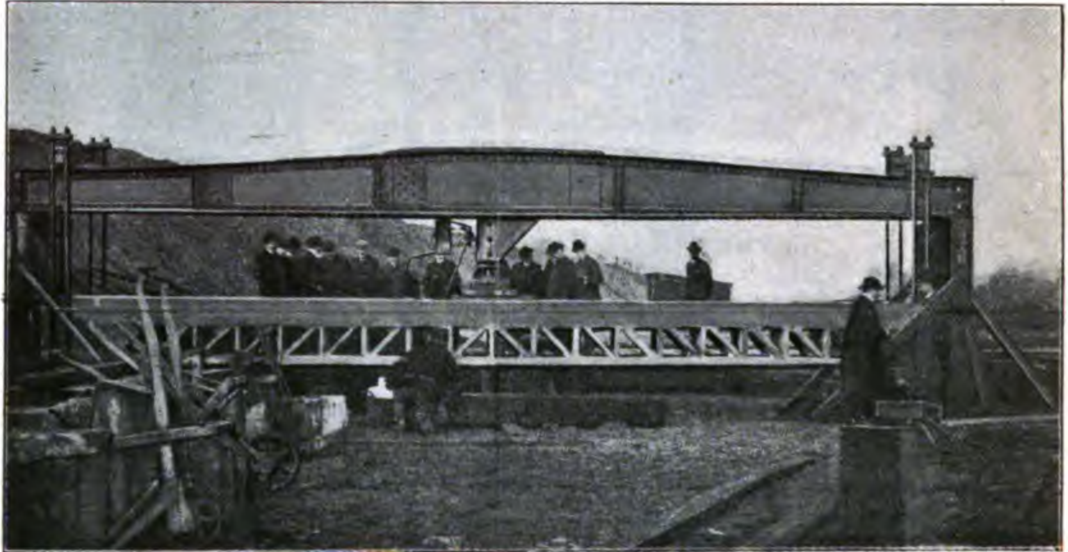


Abb. 120. Bruchversuch mit Visintiniträgern in Kopenhagen.

Gurte in zuverlässiger Weise vernietet sind. Dieses Beispiel stellt somit eine mit Beton umhüllte genietete Eisenkonstruktion dar, welche streng genommen nicht mehr zu den reinen Eisenbetonkonstruktionen zu zählen ist. Dem Vorteil der zuverlässigeren Knotenverbindungen steht der Nachteil gegenüber, daß bei Formänderungen des selbständigen Eisengerippes ein Absprengen der dünnen Betonumhüllungen eintreten kann.



Abb. 121. Fußgängerbrücke in Carligliano ligure.

Bei der in Abb. 117 bis 119 dargestellten Gleisüberführung in Kopenhagen[1]) wurde ein sorgfältiger Belastungsversuch mittels einer Druckpresse (Abb 120) vorgenommen, der eine vorzügliche Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Durchbiegungen ergab. Auch zeigte sich, daß die Verdübelung zweier nebeneinanderliegender Balken durch eine im Obergurtquerschnitt angeordnete schwalbenschwanzförmige Betonnut (Abb. 118)

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1906, Heft VIII.

völlig ausreichte, um bei dem unbelasteten Balken dieselbe Durchbiegung hervorzurufen, wie bei dem benachbarten belasteten Balken. Die große Nutzlast einer 23 t schweren Dampfwalze hat wohl hier die Anordnung von Druckstreben (vergl. Abb. 117 und 120) anstatt der sonst üblichen Zugstreben veranlaßt. Die Stirnflächen der äußeren Träger wurden mit Betonplättchen verkleidet (siehe Abb. 119). Da man beim Verlegen der Visintini-Träger keiner Schalung bedarf, kann über Betriebsgleisen eine oft wertvolle Ersparnis an Bauhöhe gegenüber den sonst üblichen Eisenbetonkonstruktionen erzielt werden.

Bei der in Abb. 121 dargestellten Fußgängerbrücke in Carligliano ligure, bei welcher die Tragwände als Brüstung dienen, ruht die aus einer armierten Betonplatte bestehende Fahrbahntafel auf konsolartigen Vorsprüngen des Untergurtes, wodurch eine unerwünschte exzentrische Belastung der Tragwände entsteht. Bei solchen offenen Brücken ohne oberen Querverband muß auf die Knicksicherheit in bezug auf die gesamte Trägerlänge besonderes Gewicht gelegt werden, und zwar vor allem dann, wenn der als Geländerholm dienende Obergurt, wie bei Abb. 121, wagerechte Kräfte aufzunehmen hat.

C) Belastungsannahmen.

Die Belastung einer Brücke setzt sich zusammen:

1. aus der ständigen Last, die aus dem Eigengewicht des Tragwerks und dem der Versteinung besteht,
2. aus der beweglichen, zufälligen oder Verkehrslast, d. h. dem Gewicht der die Brückentafel an beliebigen Stellen belastenden Menschen oder Fahrzeuge,
3. aus sonstigen äußeren Kräften, die von Schnee und Wind sowie von anderen zumeist nicht senkrecht wirkenden Kräften herrühren.

Die ständige Last einer Brücke ist nach den wirklichen Abmessungen und Einheitsgewichten aller Teile des Tragwerks und der Fahrbahn in jedem Falle eindeutig festgelegt und danach zu ermitteln.[1])

Die Verkehrslast der Straßenbrücken besteht je nach den für das Bauwerk maßgebenden Bedingungen und Belastungsvorschriften hauptsächlich aus Fahrzeugen mit konzentriert wirkenden größeren Einzellasten, die auf der Fahrbahn in beliebige Stellung vorkommen können und daher für die Berechnung stets in der ungünstigsten Anordnung anzunehmen sind. Sowohl die ausschließlich für Fußgänger bestimmten Teile der Brücke, als auch die nicht von Wagen besetzten Flächen der Fahrbahn werden durch Menschengedränge, das als gleichmäßig verteilte Last angesehen werden kann, belastet.

Da auf einer derart vollbesetzten Brücke eine nennenswerte Schneedecke kaum liegen bleiben kann und gegenüber den Verkehrslasten nicht ins Gewicht fällt, bleibt die Schneelast gewöhnlich außer Betracht. Ebenso kann mit Ausnahme einiger unten erwähnter seltener Fälle wohl in der Regel von einer Berechnung der vom Winddruck hervorgerufenen Kräfte abgesehen werden, weil die steife und schwere Fahrbahntafel dieselben ohne weiteres aufzunehmen und nach den Stützpunkten zu übertragen vermag. Außer dem Winddruck kommen noch als nicht senkrecht wirkende

[1]) Da die Raumgewichte einzelner Baustoffe in weiten Grenzen schwanken (und zwar um 8 bis 10 vH.), die Gesamtgewichte aber auch sich im Laufe der Zeit durch Abnutzung, Verschmutzung, Ausbesserung und Erneuerung beträchtlich ändern, so empfiehlt es sich, die Gewichte reichlich anzunehmen und zugleich zur Vereinfachung der Zahlenrechnung nach oben abzurunden. Ebenso ist für die Zahlenwerte der statischen Berechnung eine Genauigkeit von 1 vH. völlig ausreichend, so daß die Zahlen auf höchstens 3 Stellen genau anzugeben, die weiteren Stellen aber durch Nullen, und zwar zur besseren Übersicht in Gruppen zu je dreien geschrieben, zu ersetzen sind.

Kräfte der seitliche Geländerdruck und die Reibungs-, Brems- und Fliehkräfte bei stark geneigten Brücken in Betracht.

I. Ständige Last.

a) Gewichte der Fahr- und Gangbahnbefestigung.

I. Für die Fahrbahn- und Gangbahn-Versteinung sind bei Eisenbetonbrücken hauptsächlich die folgenden Befestigungsweisen mit den angegebenen, auf 1 m² Grundfläche bezogenen Einheitsgewichten üblich.

für die Fahrbahnen:

Granit- oder Grünstein-Pflaster von 16 cm Steinhöhe auf 5 cm starkem Sandbett oder 2 cm starkem Zementmörtel versetzt, also mit 21 bezw. 18 cm Gesamtstärke 500 kg/m²

Kleinpflaster von i. M. 12 cm Steinhöhe auf 2 cm starkem Sandbett versetzt, also mit 14 cm Gesamtstärke . . . . 340 „

Hartholzpflaster von 8 cm Höhe in Asphalt auf einer Betonfläche, die mit $1^1/_2$ bis 2 cm starkem Zementmörtelüberzug versehen ist, versetzt, also mit rund 8 cm Gesamtstärke . . . . 90 „

Stampfasphaltbelag von 5 cm Stärke . . . . 60 „

Chaussierung von 25 cm Stärke . . . . 500 „

(Für andere Versteinungsstärken ist das Gewicht im entsprechenden Verhältnis zu ändern.)

für die Gangbahnen:

Granitplattenbelag i. M. 13 cm stark auf 5 cm starkem Sandbett, also mit 18 cm Gesamtstärke . . . . 450 „

Asphaltplattenbelag von 3 cm Stärke auf glatt abgestrichener Oberfläche. . . . . 50 „

Gußasphalt von 3 cm Stärke . . . . 40 „

Bekieste Gangbahnen für je 10 cm Versteinungsstärke . . . . . 170 „

Für die Geländer sind die Gewichte von Fall zu Fall nach der gewählten Ausführung besonders zu berechnen. Sie schwanken bei Ausführung in Eisen zwischen 25 und 100 kg/m, bei Ausführung in Beton zwischen 150 und 500 kg/m.

Die Dichtung der Oberfläche der Eisenbetontafel besteht zumeist in einem 1 bis 2 cm starken Zementmörtelputz, der daraufliegenden zähen Dichtungsschicht (vergl. Abschnitt E) von Asphaltfilz oder dergl. und einer etwaigen, zum Schutze derselben sowie zum Ausgleich dienenden Überbetonschicht von etwa 10 cm Stärke, die unter Pflaster und Stampfasphalt notwendig erscheint.

Als Gewichte sind für 1 cm starken Zementmörtelputz . . . . . 25 kg/m²
für 10 mm starkes zähes Dichtungsmaterial . . . . 10 „
und für je 10 cm Überbetonschicht . . . . 225 „
zu rechnen.

b) Eigengewichte von Brücken.

Als Eigengewicht einer Eisenbetonbrücke soll hier das Gewicht der gesamten Eisenbetonkonstruktion ohne Versteinung verstanden werden.

Allgemein gültige Formeln zur vorläufigen Ermittlung dieser Eigengewichte, wie sie für eiserne Brücken angegeben sind, lassen sich für Eisenbetonbrücken leider nicht aufstellen, wie aus den ungesetzmäßigen Schwankungen der in der Spalte V. der Übersichten VII und VIII (S. 280 u. ff.) angegebenen Betonvolumina hervorgeht.[1])

[1]) Vergl. auch Fußnote Seite 293.

Der Grund hierfür liegt in der Hauptsache darin, daß das Betonvolumen außer von der Nutzlast und der Stützweite vor allem von der für die Balken verfügbaren Bauhöhe abhängt. Bei gleicher beschränkter Bauhöhe wird sich eine schwer belastete Brücke von einer sonst gleichen, jedoch für leichtere Lasten bestimmten Brücke im wesentlichen durch die stärkere Eisenarmierung und vielleicht durch etwas größere Balkenbreite unterscheiden. Das Gewicht wird dagegen nur unwesentlich verschieden sein.

Es ist daher als Weg zur vorläufigen Ermittlung des Eigengewichts das in Abschn. E, S. 294 u. ff. angegebene Verfahren zu empfehlen, nach welchem die Grundmaße des Längs- und Querschnitts zunächst skizzenhaft festzulegen und im Laufe der Berechnung beständig zu berichtigen sind.

Die Gewichte der für Eisenbetonbrücken hauptsächlich in Betracht kommenden Baustoffe sind:

für Eisenbeton	i. M.	2400 kg/m³
„ Kiesbeton	„ „	2300 „
„ Klarschlagbeton	„ „	2350 „
„ Füllbeton	„ „	2250 „
„ Schlackenbeton	„ „	1700 „
„ Bimsbeton	„ „	1500 „

2. Verkehrslast.

Da die Angaben über Verkehrslasten sich im Laufe der Zeit oftmals geändert haben und auch sehr schwanken, wurde vom Verfasser eine Rundfrage bei einer Anzahl von Verwaltungen über die vorgeschriebenen Belastungen veranstaltet, deren Ergebnis in folgendem zusammengestellt ist (vergl. die Übersichten I bis V auf S. 266 bis 269). Wenn man bedenkt, daß die Spannungsberechnungen auf Hundertteile genau ausgeführt werden, daß man aber oft durch unzutreffende Belastungsannahmen Fehler von 100 vH. begeht, erscheint es berechtigt, auf diese Frage ausführlicher einzugehen.

a) Menschengedränge. Unter Menschengedränge versteht man im allgemeinen im Brückenbau eine Anhäufung von Menschen, die so dicht aneinander gedrängt sind, daß sie sich noch eben fortzubewegen vermögen. Allerdings ist der Fall nicht ausgeschlossen, daß einzelne Teile der Gangbahnen mit einer so dicht gedrängten Menschenmenge besetzt sind, daß eine Fortbewegung des einzelnen unmöglich ist, doch dürfte sich eine derartige Anhäufung nur auf sehr geringe Flächen beschränken, für ganze Brücken aber ausgeschlossen sein.

Im allgemeinen kann angenommen werden, daß ein Mann mit einem mittleren Körpergewicht von 80 kg beim ruhigen Stehen eine Grundfläche von etwa $0{,}5 \times 0{,}3 = 0{,}15$ m² beansprucht, während ihm für langsame Fortbewegung mindestens $0{,}5 \times 0{,}5 = 0{,}25$ m², für lebhafte Gangart mindestens $0{,}5 \times 0{,}8 = 0{,}40$ m² zur Verfügung stehen müssen. Hieraus ergeben sich die entsprechenden Belastungen:

im Stillstand zu . . . . $p = \frac{80}{0{,}15} = 533$ kg/m²

im Gedränge gehend zu . . . . $p = \frac{80}{0{,}25} = 320$ „

bei gewöhnlicher Fortbewegung zu $p = \frac{80}{0{,}40} = 200$ „

Ausnahmsweise sind bei Versuchen in kleinen geschlossenen Räumen auch schon Belastungen durch Menschen bis zu 700 kg/m² erreicht worden.[1]) Eine derartige

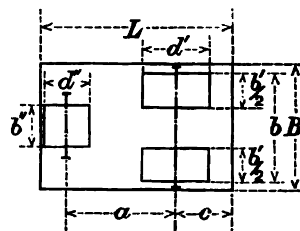
[1]) Vergl. Zentralbl. der Bauverw. XXIV. Jahrg. 1904, S. 380, 504 und 520.

Übersicht I.
Menschengedränge in kg/m² nach behördlichen Vorschriften.

Vorschrift der staatlichen bezw. städtischen Behörde	Gangbahnen: einzelne Teile	Gangbahnen: Brücke selbst	Fahrbahn neben Fahrzeugen
Österreichisches Handelsministerium, für Brücken I. Kl.		460	
Österreichisches Handelsministerium, „ „ II. Kl.		400	
Österreichisches Handelsministerium, „ „ III. Kl.		340	
Sächsische Staatseisenbahn . . .	560	400	400
Badische „	500	400	450∼350
Tiefbauamt Berlin	500		400[1])
„ Breslau.	450∼500		400[2])
„ Chemnitz			
„ Cöln a. Rh.	450		400
„ Essen		500∼550	
„ Frankfurt a. M. . . .		550	
„ Hamburg	560		—
„ Leipzig	500		500
„ Nürnberg	400		400
„ Straßburg		600	
„ Stuttgart		400∼600	

[1]) Für die Hauptträger größerer Brücken, die nur mittelbar durch Raddrücke belastet werden = 500 kg/m ohne Wagen.

[2]) Für die Hauptträger eiserner Brücken über 60 m = 450 kg/m², für steinerne Brücken über 50 m = 800 kg/m² ohne Wagen.



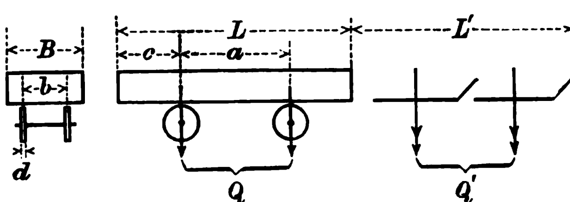
Übersicht III.
Dampfwalzen nach behördlichen Vorschriften.

Lastvorschrift bzw. Eigentümer	Gewicht der Walze t	Achsdruck der Lenkwalze t	Achsdruck der Triebwalzen t	Längenmaße: Achsabstand *a* m	Überstand hinten *c* m	Baulänge *L* m	Breitenmaße: Baubreite *B* m	Reifenbreite der Lenkwalze *b''* m	Reifenbreite der Triebwalzen *b'* m	Baubreite der Triebwalzen *b* m	Durchmesser der Lenkwalze *d''* m	Durchmesser der Triebwalzen *d'* m
Dresden . . .	12,0	4,8	7,2	3,16	—	—	—	1,12	0,82	1,94	—	—
Österreich . .	14,0	6,0	8,0	3,00	1,50	5,30	2,40	1,20	0,80	1,90	—	—
Nürnberg . .	15,2	5,6	9,6	3,23	1,50	4,23	—	1,30	0,84	2,04	1,20	1,68
Essen. . . .	17,0	7,0	10,0	3,20	1,50	5,20	—	1,25	0,84	2,00	1,00	1,68
Baden . . / Dresden . . / Leipzig . .	17,5	7,5	10,0	3,00	—	—	—	1,00	1,00	2,00	1,50	1,50
Karlsruhe . .	17,5	7,8	9,7	3,00	—	—	—	1,30	1,30	2,40	1,40	1,40
Chemnitz . .	17,5	6,5	11,0	3,50	1,50	6,00	—	1,10	0,92	2,16	1,26	1,76
Österreich . .	18,0	8,0	10,0	3,50	1,80	6,10	2,50	1,40	1,00	2,30	—	—
Dresden . . .	19,0	7,0	12,0	5,00	—	—	—	1,25	1,00	2,25	—	—
München . .	19,0	9,5	9,5	2,00	—	—	—	—	—	—	1,30	1,30
Berlin . . .	21,0	10,0	11,0	3,50	—	—	—	1,04	1,04	2,04	1,50	1,50
Frankfurt . .	21,3	7,1	14,2	3,00	—	—	—	1,05	1,10	2,00	1,20	1,80
Baden . . / Breslau . . / Cöln a. Rh. . / Straßburg .	23,0	10,0	13,0	2,75	—	—	—	1,06	1,10	2,10	1,60	1,55
Breslau . . .	24,0	12,0	12,0	3,50	—	—	—	—	—	1,70[1])	—	—
Cöln a. Rh. .	27,0	13,5	13,5	3,50	—	—	—	1,10	1,10	2,00	1,60	1,60

[1]) Radstand der Triebwalzen.

Übersicht II.

Lastwagen nach behördlichen Vorschriften.

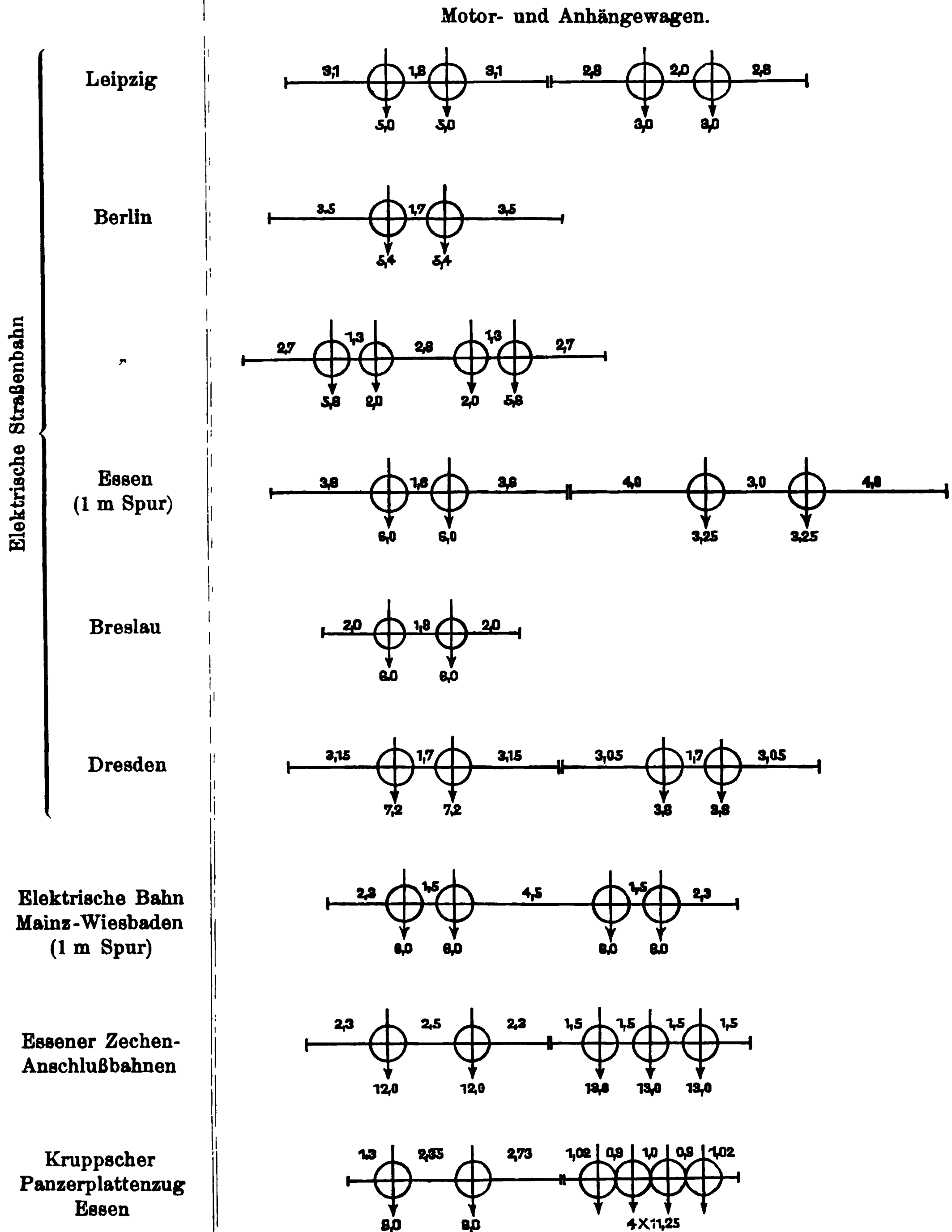


Vorschriften der Staats- bezw. städtischen Behörde	Wagengewicht Q	Längenmaße: Achsabstand a	Längenmaße: Überstand hinten c	Längenmaße: Wagenlänge L	Breitenmaße: Wagenbreite B	Breitenmaße: Radstand b	Breitenmaße: Felgenbreite d	Bespannung: Zahl der Pferdepaare	Bespannung: Gewicht Q'	Bespannung: Länge L'	
in	t	m	m	m	m	m	m		t	m	
Sachsen . . .	3,0	2,6	1,0	4,6	2,2	1,3	—	2	1,5	2,8	
Österreich . .	3,0	2,4	—	4,8	2,3	1,4	—	2	1,0	3,2	
desgl.. . . .	6,0	2,8	—	5,4	2,4	1,5	—	2	1,5	3,6	
Sachsen . . .	6,0	2,6	1,0	4,6	2,2	1,3	—	4	3,0	5,8	
Baden . . .	6,0	2,4	—	4,6	2,3	1,3	—	—	—	—	
Hamburg . .	10,0	3,5	—	—	2,3	1,4	—	2	0,8	2,3	
Österreich . .	12,0	3,8	—	7,8	2,5	1,6	—	4	3,0	7,2	
Berlin . . .	12,0	3,5	—	7,5	2,2	1,4	—	—	—	—	Laststreifen 2,6 m breit.
Sachsen . . .	12,0	3,5	2,0	7,5	2,2	1,3	—	4	3,0	5,8	
Baden . . .	12,0	3,0	—	6,0	2,4	1,4	—	—	—	—	
Cöln a. Rh. .	12,0	**1,0**	1,5	3,5	2,4	1,5	—	—	—	—	
Breslau . . .	20,0	4,5	2,0	8,5	2,5	1,5	—	4	1,6	6,3	
Österreich . .	20,0	4,5	—	8,5	2,3	1,5	—	4	3,2	6,3	
Baden . . .	20,0	4,0	—	8,0	2,5	1,5	—	—	—	—	
Berlin . . .	20,0	4,0	—	8,0	2,4	1,5	—	—	—	—	Laststreifen 2,9 m breit.
Straßburg . .	20,0	3,5	2,0	8,0	2,5	1,4	—	4	1,4	6,5	
Berlin . . .	24,0	4,5	—	8,5	2,4	1,5	—	—	—	—	Für gewölbte Brücken.
Leipzig . . .	24,0	4,0	—	8,0	2,3	1,6	—	—	—	—	
Essen	24,0	$\geqq$ 3,5	—	—	—	1,6	—	—	—	—	
Leipzig . . .	24,6	4,24	—	7,0	2,4	1,4	0,20	—	—	—	
Karlsruhe . .	24,85	6,65	—	—	—	1,72	0,20	—	—	—	
Hamburg . .	25,0	4,0	2,0	7,0	2,3	1,4	—	6	2,4	8,3	
Chemnitz . .	30,0	5,5	1,25	7,7	2,0	1,56	0,24	—	—	—	
Berlin . . .	30,0	4,5	-	8,5	2,4	1,5	—	—	—	—	Für gewölbte Brücken mit weniger als 0,5 m Überschüttung.
Nürnberg . .	34,5	6,55	1,45	9,0	2,5	v. 0,98 h. 2,14	0,18	—	—	—	Vorderachse 2/5, Hinterachse 3/5 der Last.
Frankfurt a. M.	35,0	**2,20**	—	—	—	1,41	0,19	—	—	—	
Chemnitz . .	44,0	4,53	4,80	12,0	2,6	2,05	0,32	—	—	—	Vorderachse 19 t, Hinterachse 25 t; einmal vorgekommen.
					Selbstfahrer						
Lastautomobil Essen	12,0	3,75	1,25	6,0	2,2	1,6	—	—	—	—	
Fowlerscher Dampfpflug	21,0	4,55	—	—	—	v. 2,02 h. 2,15	0,41 0,58	—	—	—	Vorderachse 1/3, Hinterachse 2/3.

Übersicht IV.

Lastanordnung von Straßenbahnen.

(Soweit nicht besonders bemerkt: vollspurig.)



Übersicht V.

Fahrzeuge des gewöhnlichen Straßenverkehrs in Dresden.

Belastungen in t: G = Eigengewicht; P = Ladefähigkeit; Q = Größte Gesamtlast.

Droschke.

	I. Klasse	II. Klasse
$G=$	0,45 ∼ 0,60 t	0,65 ∼ 0,75 t
$P=$	0,30 t	0,45 t
$Q=$	0,90 t	1,20 t

Omnibus.

$G = 1{,}0$ t
$P = 1{,}5$ t
$Q = 2{,}5$ t

Automobildroschke.

$G = 1{,}25$ t
$P = 0{,}45$ t
$Q = 1{,}70$ t

Kastenwagen.

$G = 1{,}3 \sim 1{,}6$ t
$P = 3{,}5 \sim 4{,}5$ t
$Q = 4{,}8 \sim 6{,}1$ t

Wasserwagen.

$G = 2{,}0$ t
$P = 2{,}0$ t
$Q = 4{,}0$ t

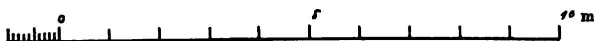
Möbelwagen.

$G = 3{,}0 \sim 3{,}3$ t
$P = 3{,}0 \sim 3{,}5$ t
$Q = 6{,}0 \sim 6{,}8$ t

Tafelwagen.

$G = 1{,}2 \sim 2{,}0$ t
$P = 3{,}0 \sim 6{,}0$ t
$Q = 4{,}2 \sim 8{,}0$ t

Maßstab der Skizzen.



Menschenansammlung erscheint jedoch auf größeren freien Verkehrswegen ausgeschlossen und höchstens auf Flächen von wenigen Quadratmetern möglich, so daß die durchschnittliche Belastung größerer Brückenflächen doch höchstens 400 bis 500 kg/m² betragen dürfte. Die meisten Belastungsvorschriften geben daher diese Zahlen an, nur ausnahmsweise findet man 600 kg/m² vorgeschrieben. Am zutreffendsten erscheint die am häufigsten vorkommende Vorschrift, wonach wohl für die Berechnung einzelner Teile der Gangbahnen 560 kg/m², dagegen für die der Hauptträger und derjenigen Fahrbahnteile, soweit sie nicht mit Fahrzeugen besetzt sind, 400 kg/m² anzunehmen sind.

b) Fahrzeuge. Die Fahrbahnen der Brücken erhalten ihre ungünstigsten Belastungen durch schwere Lastfuhrwerke, Dampfwalzen und Straßenbahnwagen, denn es wirken in diesen Fällen große Einzellasten auf kleine Teile der Fahrbahntafel, auch ist die Gesamtlast eines solchen Fahrzeuges — bezogen auf die davon beanspruchte Grundfläche — zumeist erheblich größer als das Menschengedränge.

Die meisten auf städtischen Straßen verkehrenden schweren Wagen sind Personen- und Lastfahrzeuge von etwa 2000 bis 4000 kg Gewicht, wogegen noch schwerere Fahrzeuge selten vorkommen und selbst auf stark belasteten Straßen wohl nur in größeren Abständen verkehren. Zu den häufiger vorkommenden schwereren Lastwagen zählen z. B. Sprengwagen mit 2 m³ Wassergehalt, d. i. 2000 kg Nutzlast, oder Ziegelwagen mit 2 m³ = rund 1000 Stück Ziegeln, d. i. etwa 3000 kg Nutzlast. Dagegen kommen Wagen über 6000 bis 10 000 kg Gesamtgewicht nur selten und nur ganz vereinzelt vor. Noch größere Wagenlasten treten aber wohl nur bei Kesseltransporten auf, für deren Verkehr oftmals selbst auf guten Straßen bereits besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Eine starke Beanspruchung erleiden die Brücken ferner durch die Befahrung mit Straßenwalzen, und zwar mit Pferdewalzen oder Dampfwalzen, die oftmals schon beim Abwalzen der Fahrbahndecke die neue Brücke befahren. Diese Fahrzeuge haben zumeist sehr große Gewichte; diese verteilen sich aber infolge der großen Felgenbreiten auf eine breite Fahrbahnfläche und sind daher in der Regel für die Bemessung der Fahrbahntafel von geringerem Einfluß, dagegen kommen sie für die Bemessung der Hauptträger in Betracht. Betreffs der Lastverteilung siehe S. 279.

Schließlich sind für städtische Straßenbrücken auch die Straßenbahnwagen als erheblichere Belastung zu erwähnen, da sie in der Regel geringe Achsabstände besitzen. Da die Straßenbahnwagen jedoch fast stets auf Schienen laufen, die eine große Steifigkeit aufweisen und daher die Raddrücke auf eine beträchtliche Länge der Brücke verteilen, und da die Gleise eine von vornherein bestimmte Lage erhalten, auf die schon beim Entwurf der Brücke durch entsprechende Anordnung der Hauptträger Rücksicht genommen werden kann, so wird auch die Belastung durch Straßenbahnen fast nur für die Hauptträger weitgespannter Brücken in Frage kommen.

Die Abmessungen der Lastwagen sind sehr mannigfaltig und ihre Bauart von dem Verwendungszwecke, aber auch von den landschaftlichen Verhältnissen sehr abhängig, so daß eine allgemein gültige Regel für sie nicht aufzustellen ist.

Der in den Belastungsvorschriften angegebene Achsabstand schwankt im allgemeinen zwischen 2,4 und 5,6 m und beträgt im Mittel 3,5 bis 4,5 m. In den Rheingegenden, wo die Lastwagen eine sehr gedrungene Bauart zeigen, ist er dagegen sehr klein, für Köln a. Rh. z. B. bei 12 t Gewicht zu nur 1,0 m und für Frankfurt a. M. bei 35 t Gewicht zu nur 2,2 m angegeben.

Die Spurweite oder der Radabstand ist gleichfalls sehr verschieden und für die Vorderräder, also für die Lenkachse in der Regel kleiner als für die Hinterräder,

sie wird aber in den Belastungsvorschriften zumeist für beide Achsen gleich, und zwar mit 1,3 bis 1,6 m angegeben.

Die Breite der Wagen kann gewöhnlich mit 2,0 bis 2,5 m angenommen werden. Dabei genügt es aber im allgemeinen, den seitlichen Abstand der Fahrzeuge, von Mitte zu Mitte gemessen, zu 2,5 m zu wählen, da im Verkehr wegen der Lenkfähigkeit und der Seitenschwankungen der Last eine größere Zusammendrängung wenigstens bei schweren Wagen ausgeschlossen erscheint.

Die Breite der Radfelgen ist in der Regel so groß, daß der Druck für 1 cm Felgenbreite 200 kg und selbst bei den schwersten Fahrzeugen und guter Bahn 300 kg nicht übersteigt.

Die Verteilung der Wagengewichte auf die beiden Achsen ist gewöhnlich eine derartige, daß auf die Hinterachse 57 bis 65 vH., i. M. 60 vH., auf die vordere, die Lenkachse, etwa 43 bis 35 vH., i. M. 40 vH. entfallen, um eine leichtere Lenkbarkeit zu ermöglichen. Obgleich in den meisten Belastungsvorschriften die Last auf beide Achsen gleich verteilt erscheint, so empfiehlt es sich doch, wenigstens für die Berechnung der Fahrbahnteile eine einzelne Achslast mit 60 bis 70 vH., also etwa $^2/_3$ vom Gesamtgewicht der schwersten Wagen anzunehmen.

Als Gewicht der Bespannung kann mindestens $^1/_5$ bis $^1/_6$ der Wagenlast gerechnet werden, wobei auf ein Paar Pferde je nach der Größe ein Gewicht von 400 bis 1700 kg, für Lastwagen in der Regel von 600 bis 1200 kg und eine Länge von 2 bis 2,5 m entfällt, bei einem Abstande der Paare hintereinander von i. M. 3 m.

Als größte vorkommende Höhe der Fahrzeuge kann für Straßenbahnwagen, Omnibusse u. dergl. 3,2 m, für Erntewagen 3,8 bis 4,5 m angenommen werden.

In der umstehenden Übersicht I sind eine Anzahl Wagentypen zusammengestellt, wie sie in den Belastungsvorschriften der meisten staatlichen und städtischen Verwaltungen mit verhältnismäßig geringen Abweichungen für statische Berechnungen vorgeschrieben sind.

Hierzu sei bemerkt, daß in Dresden, wo auf Grund einer Verfügung Lastwagen von mehr als 10 000 kg Gewicht zur Beförderung auf öffentlichen Straßen behördlicher Genehmigung bedürfen, in den letzten Jahren folgende größte Lasten angemeldet worden sind, und zwar:

Schiffsmaschinenteile	12, 15 und 18 t
Dampfkessel	11 „ 24 „
Doppelkessel	36 „
Lokomobile	26 „

Granitplatten von 11,5 t Gewicht, einschl. Wagen 14 t,
Sandsteinblöcke zu Staatsbauten von 17,5 bis 27 t Gewicht.

In Chemnitz war die größte beförderte Last ein Dampfkessel von 44 t Gewicht einschl. Wagen, wovon auf die Vorderachse 19 t, auf die Hinterachse 25 t entfielen. Früher wurden dort auch Lokomotiven auf Wagen mit einem Gesamtgewicht von 76 t befördert, was aber jetzt nicht mehr vorkommt, da die betreffenden Fabriken Gleisanschluß erhalten haben.

c) Ergebnis. Im allgemeinen dürfte es nach den vorhergegangenen Erörterungen genügen, folgende Belastungen anzunehmen:

1. Bei Brücken auf dem Lande, für Feldwege, Nebenstraßen und dergl., falls nicht Dampfpflüge oder Lokomobilen in Betracht kommen, $p = 350$ kg/m² und eine einzelne Achslast von 2000 kg bezw. eine Pferdewalze von 6000 kg Gewicht bei 1,5 m Walzenbreite.

Übersicht VI. Mittelwerte der Abmessungen gebräuchlicher Lastfahrzeuge.

Abb. 122.

Lastwagen

Gewicht des Wagens Q	Länge des Wagens L	Breite des Wagens B	Abstand der Achsen a	Abstand der Räder r	Felgenbreite t	Bespannung: Pferdezahl	Bespannung: Gewicht Q'	Bespannung: Länge L'
3	4,8	2,3	2,4	1,3	0,06	2	0,6	3,3
6	5,6	2,3	2,8	1,3	0,10	2	1,0	3,4
12	6,7	2,4	3,5	1,4	0,13	4	2,0	6,4
16	7,6	2,4	4,0	1,4	0,15	4	2,6	6,5
20	8,5	2,4	4,5	1,5	0,18	6	3,3	9,5
25	9,5	2,4	5,0	1,5	0,20	8	4,0	12,5
30	10,5	2,4	5,5	1,6	0,24	8	4,8	13,0

Dampfwalzen

$Q = 2 \cdot 5{,}0 + 7{,}5 = 17{,}5\,t$; $2 \cdot 6{,}5 + 10{,}0 = 23{,}0\,t$

Abb. 123.

Elektrische Straßenbahnen

$Q =$ Motorwagen 10,0 bis 14,5 t; Anhänger 6,0 bis 7,5 t

Abb. 124.

2. Bei Brücken für Staatsstraßen und Hauptstraßen auf dem Lande, sowie für städtische Straßen von geringerer Bedeutung $p = 400$ kg/m², einen Wagen von 6000 kg Gewicht bezw. eine Achslast von 4000 kg oder eine Dampfwalze von 17 500 kg Gewicht.

3. Bei Brücken für städtische Straßen in Hauptverkehrszügen $p = 560$ kg/m² für die Gangbahnen und 400 kg/m² für die nicht von Wagen besetzten Teile der Fahrbahnen, für diese aber Wagen von 12 000 kg Gewicht bezw. eine einzelne Achslast von 8000 kg oder eine Dampfwalze von 23 000 kg.

4. Nur bei Fabrikzufahrten oder in einzelnen besonders auszuwählenden Brücken in Fabrikstädten ist auf den Verkehr mit noch schwereren Wagen Rücksicht zu nehmen. Dabei aber ist zu erwägen, ob für die vielleicht nur einmal oder sehr selten vorkommende Überfahrt eines solchen Fahrzeuges nicht lieber eine bestimmte Stelle der

Brücke besonders stark auszubilden oder aber die vorübergehende Aufbringung eines kräftigen, lastverteilenden Belages vorzuziehen sei.

3. Sonstige äußere Kräfte.

Die sonstigen, zumeist nicht senkrecht auf die Brücken wirkenden äußeren Kräfte sind der seitliche Wind und der Unterwind, ferner der wagerechte Geländerdruck und schließlich Reibungs-, Brems- und Fliehkräfte, die bei stark geneigten oder gekrümmten Straßen auf die Fahrbahn wirken.

a) Der Winddruck kommt sowohl für die Beanspruchung einzelner Teile, als auch für die Standsicherheit des gesamten Bauwerks in Betracht. Er bewirkt bei einem Fahrzeug zunächst ein Kippen, wodurch die dem Wind zugekehrten Räder entlastet, die Raddrücke der Windschattenseite dagegen um den gleichen Betrag erhöht werden. Diese Erhöhung des Raddrucks kann unter Umständen sehr bedeutend werden; im Grenzfalle, d. i. im Augenblick des Umkippens, würde sogar die ganze Wagenlast auf den Rädern einer Seite ruhen. Diese Erhöhung ergibt sich nach Abb. 125 zu

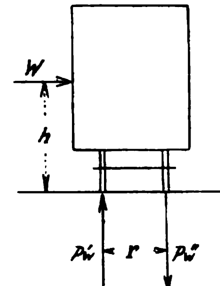


Abb. 125.

$$P'_w = -P''_w = W \cdot \frac{h}{r} \cdot$$

In der Regel wird aber diese Wirkung außer Betracht gelassen, da es unwahrscheinlich ist, daß die schwersten Lasten bei einer Windstärke verkehren, die den übrigen leichteren Verkehr bereits nahezu verbietet. Aber selbst in diesem ungünstigsten Falle würde sich eine nur rechnungsmäßige Überschreitung der zulässigen Beanspruchung ergeben, die in Anbetracht der in der Natur der Eisenbetonbauten liegenden statischen Unbestimmtheit und der damit verbundenen hohen Sicherheit unbedenklich erscheint. Nur bei sehr schmalen, für eine Fahrzeugreihe bestimmten Brücken muß diese kippende Wirkung des Winddrucks berücksichtigt werden.

Außer dem Kippmoment ruft ferner der Winddruck eine wagerechte Kraft hervor, die auf die Verkehrslast und auf die Brücke selbst wirkt und dem Winddruck an Größe gleich ist. Bei Balkenbrücken mit obenliegender Fahrbahn und eisernem Geländer kann in der Regel von einer Berechnung auf Winddruck abgesehen werden, da die mit den Balken fest verbundene steife und schwere Fahrbahntafel den Winddruck unmittelbar aufnimmt und nach den Lagern überträgt. Dagegen sind hohe Schutzwände aus Eisenbeton, die öfter an Brücken über Eisenbahngleisen angebracht werden, um das Scheuwerden der Pferde infolge des Rauches und des Geräusches der Lokomotiven zu verhindern (siehe Abb. 159, S. 317), jedenfalls auf Winddruck zu berechnen. Ruht eine solche Schutzwand auf einer Auskragung der Fahrbahntafel, so ist das Windmoment auch bei der Berechnung dieser Teile zu berücksichtigen. Bei Brücken auf hohen Pfeilern ist ferner zu beachten, daß durch den Winddruck eine Belastung der dem Winde abgekehrten Stütze und eine Entlastung der dem Winde zugekehrten Stütze eintreten kann. Bei Brücken mit versenkter Fahrbahn und hohen Tragwänden, z. B. bei Fachwerkbrücken, ist die Beanspruchung durch den Winddruck jedenfalls zu untersuchen, erforderlichenfalls sind die Hauptträger solcher Brücken durch einen oberen Windverband zu versteifen, was schon mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Obergurtung stets zu empfehlen ist, sobald es die Durchfahrtshöhe gestattet.

Als größter wagerecht oder nur schwach, etwa bis 10° geneigt wirkender Winddruck sind nach den meisten Belastungsvorschriften bei unbelasteter Brücke 250 kg/m²,

bei belasteter Brücke 150 kg/m² anzunehmen, wobei die von der Verkehrslast gebotene Angriffsfläche schätzungsweise zu ermitteln und zumeist als ein volles rechteckiges Verkehrsband mit 2 m mittlerer Höhe anzunehmen ist. Ferner ist bei freistehenden hohen Brücken unter Umständen auch die Einwirkung des von unten nach oben wirkenden Windes, des sogenannten Unterwindes oder Windauftriebs, mit 60 kg/m² zu berücksichtigen.

b) Geländerdruck. Bei starkem Menschengedränge ist es möglich, daß auf das Geländer oder die Brüstung einer Brücke ein von innen nach außen gerichteter Druck ausgeübt wird, der, am Geländerholm angreifend, mit 50 bis 100 kg/lfd. m anzunehmen ist. Bei Fußgängerstegen kann diese wagerechte Kraft die vom Wind herrührende Beanspruchung noch erheblich verstärken. Dabei ist jedoch zu bedenken, daß bei starkem Winde ein Menschengedränge auf einer hohen Brücke ausgeschlossen ist.

c) Bremskräfte. Bei der Fortbewegung von Fahrzeugen mittels Zugtiere oder getrennter Zugmaschinen, z. B. Motorwagen mit Anhängewagen, wird von diesem eine der Bewegungsrichtung entgegengesetzt wirkende Kraft auf die Fahrbahntafel, ähnlich wie durch die Lokomotiven einer Zahnradbahn bei der Bergfahrt, ausgeübt, welche durch die Brückentafel nach den Widerlagern zu leiten und dort aufzunehmen ist. Sie kommt nur dann zur Wirkung, wenn nur die Zugtiere bezw. die treibenden Achsen auf der Brücke, die Last selbst jedoch noch vor derselben sich befinden. Die Größe der erforderlichen Zugkraft berechnet sich zu

$$P_1 = Q\,(\mu \pm s) \pm Gs$$

mit folgenden Bezeichnungen:

Q = das Gewicht der zu bewegenden Wagenlast,
G = das Gewicht der Zugtiere bezw. des treibenden Zugmotors,
μ = der Reibungswiderstand der Straße für rollende Bewegung, welcher
für Chaussierung zu $^1/_{40}$,
„ Steinpflaster zu $^1/_{50}$,
„ Holzpflaster zu $^1/_{60}$,
„ Straßenbahngleise zu $^1/_{100}$ bis $^1/_{200}$ angenommen werden kann
s = das Steigungsverhältnis, also der Neigungswinkel der Straße.

Sie erreicht eine nennenswerte Größe bei der Bergfahrt auf geneigten Straßen und ist dann stets nach dem Tiefpunkt gerichtet.[1])

Bei der Talfahrt auf geneigten Straßen wird eine ähnliche, gleichfalls nach abwärts gerichtete Längskraft durch das Bremsen der Wagen ausgeübt. Sie rührt von der lebendigen Kraft des Wagens her, wird daher für die Brücke wirksam, wenn die gebremsten Achsen auf der Brücke sich befinden. Die Größe der Bremskraft ist

$$P_2 = G \cdot \nu,$$

wenn mit G der Druck der gebremsten Achsen, also für Lastwagen etwa $^1/_2$ und $^2/_3$ des Wagengewichts, mit ν der Reibungswiderstand der Straße für gleitende Bewegung, der äußerstenfalls zu 0,25 anzunehmen ist, bezeichnet wird.

---

[1]) Da diese Zugkraft mit dem Neigungswinkel wächst und für eine größere Zugkraft auch eine größere Rauhigkeit der Straßenoberfläche mit entsprechend größerem Reibungswiderstand μ nötig wird, umgekehrt aber mit der Zahl der zur Überwindung des Bewegungswiderstandes erforderlichen Zugtiere die anteilige Leistung des einzelnen Tieres abnimmt, so wird die mögliche Größe der mit Tieren zu bewegenden Wagenlasten durch die Neigung der Straßen und der Brückenrampen stark begrenzt. Für ein mittelstarkes Pferd z. B. sinkt bei Dauerleistung die Zugkraft, welche zu 60 bis 90, also im Mittel zu 75 kg anzunehmen ist, bei Verwendung von 2 bezw. 3 und 4 Pferdepaaren auf 60 bezw. 48 und 38 kg für jedes Pferd herab.

Beim Anziehen aus der Ruhestellung kann ein Pferd unter Umständen auf Augenblicke eine Zugkraft von 300 bis 500 kg ausüben.

Von einer Berechnung dieser durch die Wagenlasten ausgeübten Kräfte kann bei Untersuchung der Fahrbahntafel stets, bei Untersuchung der Auflager, besonders bei kleineren Brücken, zumeist abgesehen werden. Jedoch empfiehlt es sich, ihrer Wirkung dadurch zu begegnen, daß man die Festlager geneigter Brücken stets auf dem unteren, gegen die anschließende Erdmasse sich stützenden Widerlager anordnet.

Bei geneigten Brücken ist weiter zu beachten, daß stets die Lagerfugen und Lagerflächen, insbesondere des beweglichen Lagers, wagerecht liegen, also die von der Brückenlast herrührenden lotrechten Kräfte in genau lotrechter Richtung aufgenommen werden. Falls dies nicht der Fall ist und die Lagerflächen etwa parallel zur Balkenrichtung geneigt liegen, so tritt am festen Lager eine weitere geneigte, gleichfalls nach unten gerichtete Kraft auf, die sich zu

$$P_3 = Q \cdot s,$$

berechnet, worin $Q =$ die gesamte, ständige und zufällige Belastung der Brücke,
$s = \sin \alpha$, genau genug $= \operatorname{tg} \alpha$, den Neigungswinkel der Brücke
bedeutet.

d) Reibungskräfte. Außer diesen erwähnten, von den Brückenlasten herrührenden Längskräften treten noch Reibungskräfte im beweglichen Lager auf. Diese werden hervorgerufen durch die Streckung der unteren gezogenen Balkenfasern bei der Belastung, ferner bei Wärmeschwankungen infolge der Ausdehnung oder der Zusammenziehung der Brücke.

Die Größe dieser Längskraft ist

$$P_4 = A \cdot \varrho,$$

wenn mit $A =$ der Auflagerdruck des beweglichen Lagers,
$\varrho =$ der Reibungswiderstand

bezeichnet wird. Letzterer ist von der Ausbildung des beweglichen Lagers abhängig und kann

für Auflagerung von Stein auf Stein zu $\varrho = 1{,}00$
„ „ „ Beton „ Eisen „ $\varrho = 0{,}50$
„ „ „ Eisen „ Eisen „ $\varrho = 0{,}25$
„ gut ausgebildete Rollenlager „ $\varrho = 0{,}05$

angenommen werden.

Über die Bedeutung und die Notwendigkeit der Berücksichtigung der erwähnten Wärmewirkungen siehe Abschn. E, S. 309 u. ff.

e) Fliehkräfte. Die Fliehkraft spielt für Straßenbrücken nur eine sehr untergeordnete Rolle und kann zumeist gänzlich außer Betracht bleiben, da die Geschwindigkeit schwerer Straßenfahrzeuge eine geringe ist. Nur bei Automobilen und Straßenbahnwagen ist die Geschwindigkeit erheblich, so daß bei Brücken, die in Straßenkrümmungen oder vor schiefwinklig anstoßenden Straßenzügen liegen, die Berücksichtigung der Fliehkraft erforderlich werden kann. Sie greift im Lastschwerpunkt an und ist

$$C = \frac{G \cdot v^2}{R \cdot g},$$

wenn $G =$ das Gewicht,
$v =$ die Geschwindigkeit in m/sek,
$g = 9{,}81$ m/sek die Erdbeschleunigung
und $R =$ den Krümmungsradius
bedeutet.

Sie wirkt im übrigen ähnlich wie der Winddruck; die auf S. 273 angeführten Betrachtungen gelten daher sinngemäß auch hier.

D) Grundgrößen.

I. Grundbedingungen und Grundmafse.

Die von vornherein gegebenen Grundbedingungen für den Entwurf einer Brücke sind in der Regel:

1. die lichte Weite $\overline{LW}$ der zu überbrückenden Öffnung, senkrecht zu dieser gemessen;
2. die lichte Breite $\overline{LB}$ des Verkehrswegs und
3. die Verkehrslast $\overline{VL}$, welche von der Brücke getragen werden soll. Schließlich ist auch
4. die Bauhöhe $\overline{BH}$ zumeist dadurch gegeben, daß sie nach obenhin durch die Höhenlage der Straßenoberkante und nach untenhin durch das Lichtraumprofil des zu überbrückenden Verkehrswegs oder durch die Hochwasserlinie des Wasserlaufs eng begrenzt ist. Steht dagegen für die Bauhöhe reichlicher Raum zur Verfügung, wie z. B. bei vielen Talbrücken, so kann sie nach statischen Grundsätzen wirtschaftlich günstig gewählt werden.

Aus diesen Grundbedingungen ergeben sich die für die statische Berechnung und für die Stärkenbemessungen der Brücken maßgebenden Grundmaße:

1. Die Stützweite l erhält man aus der lichten Weite $\overline{LW}$ unter Berücksichtigung der etwaigen Schieflage der Brücke dadurch, daß man beiderseits das Maß e zuschlägt, um welches der Druckmittelpunkt der Auflager hinter der Innenflucht der Widerlager liegt. Betreffs der Größe dieses Maßes e müssen folgende Grundsätze, die beim Bau der eisernen Brücken gelten, auch für die Plattenbalken und Tragwerke aus Eisenbeton sinngemäße Anwendung finden. Um eine zu starke Kantenpressung im Widerlager- oder Pfeilermauerwerk infolge des auf eine kleine Fläche wirkenden Lagerdrucks zu vermeiden, soll der Druckmittelpunkt des Lagers mindestens um das Maß

$$e = 0{,}20 + 0{,}015\,\overline{LW} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 1)$$

($\overline{LW}$ und e in Metern) von der Vorderkante des Mauerwerks zurückstehen. Bei den Zwischenpfeilern der durchlaufenden Träger darf dieser Abstand etwas kleiner gewählt werden, weil bei annähernd gleichen Öffnungen nur durch einseitige Verkehrslast eine exzentrische Beanspruchung des Pfeilers eintritt. Die Vernachlässigung dieser Forderung kann im Mauerwerk unzulässige Kantenpressungen hervorrufen und auch eine Gefährdung der Standsicherheit der Widerlager herbeiführen, die sich häufig durch ein Neigen derselben gegeneinander ankündigt. Die Ursache hiervon liegt gewöhnlich darin, daß die Mittelkraft aus dem Eigengewicht des Mauerwerks, dem Erddruck und dem stark exzentrisch wirkenden Lagerdruck in der Bodenfuge zu nahe an die Vorderkante fällt.

Die Forderung betreffs der Größe des Maßes e, welche zunächst etwas weitgehend erscheint, ergibt zwar rechnerisch eine Vergrößerung der Stützweite, bietet dagegen für die Standfestigkeit der Widerlager einen Sicherheitsgrad, der bei den oft recht zweifelhaften Annahmen betreffs des Erddrucks und des Bodendrucks sehr erwünscht ist.

2. Die Trägerhöhe h ergibt sich aus der gegebenen oder gewählten Bauhöhe $\overline{BH}$ dadurch, daß man von dieser die Versteinungsstärke s und die Stärke der Dichtungsschicht abzieht. Betreffs der zu wählenden Versteinungsstärke s muß auf die im vorigen Abschnitt für die Belastungsannahmen gegebenen Beispiele (vergl. S. 264) und auf die im Straßenbau maßgebenden Grundsätze für die gewählten Versteinungsarten verwiesen werden.[1])

---

[1]) Vergl. auch Abschn. E, S. 296 u. ff.

Bei einer Eisenbetonbrücke mit ihrer harten Oberfläche, die den Unterbau der Straße ersetzt, ist es zwar möglich, mit einer sehr schwachen Schutzdecke auszukommen. Gegen eine zu weitgehende Verminderung der letzteren sprechen aber folgende schwerwiegende Bedenken.

Zunächst ist es vorteilhaft, die der ständigen Unterhaltung und auch der Erneuerung bedürfende Versteinungsschicht von der Konstruktion, die dauernd bestehen soll, zu trennen. Sie muß daher eine gewisse kleinste Dicke bekommen, um in sich genügend fest zu sein. Ferner bietet auch die Versteinung einen willkommenen Wärmeschutz gegen die Bestrahlung der Eisenbetontafel, wodurch der Bildung von Rissen infolge der Wärmewirkung vorgebeugt wird. Schließlich wirkt die Versteinung in statischer Hinsicht dadurch besonders günstig, daß sie die Einzellasten der Raddrücke verteilt, so daß die Platten der Fahrbahntafel um so weniger durch die Verkehrslasten beansprucht werden, je stärker die Versteinung ist.

Die auf die Brückentafel wirkenden Radlasten werden infolge der Nachgiebigkeit der Fahrbahnbefestigung auf eine Fläche verteilt, deren Größe in der einen Richtung durch die Felgenbreite t des Rades, in der anderen Richtung durch eine Strecke t' des Radumfanges bestimmt ist (siehe Abb. 128 bis 130). Das Maß t' ist vom Raddurchmesser und von der Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche abhängig und kann für Lastwagen zumeist gleich der Felgenbreite, also $t' = t$, für Dampfwalzen etwa $t' = 0{,}20$ m gesetzt werden.

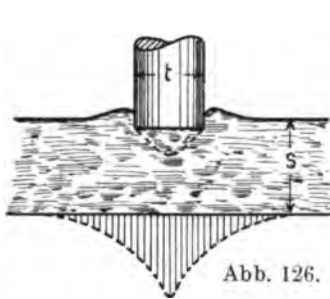


Abb. 126.

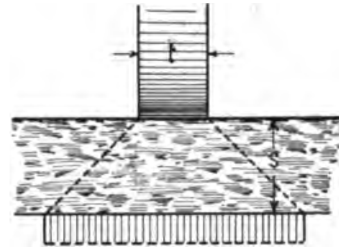


Abb. 127.

Durch die Versteinung ergibt sich eine weitere Verteilung auf eine Fläche der Eisenbetontafel, deren Größe von der Beschaffenheit und Befestigungsweise der Straßenoberfläche, von der Gleichmäßigkeit des Füllmaterials und verschiedenen anderen Umständen abhängt und daher nicht genau angegeben werden kann. Überdies ist naturgemäß die Verteilung des Druckes auf die Unterlage keine gleichmäßige, sondern erfolgt nach den schon im Jahre 1879 von Kick und Steiner in Prag angestellten Versuchen (mit einem zylindrischen Stempel von 10 cm Durchmesser auf Sand) etwa nach der in Abb. 126 skizzierten Linie. Allgemein üblich ist die auf Versuchen von Fränkel beruhende, von Winkler angegebene Gleichung, wonach gemäß Abb. 127 der Druck in beliebiger Richtung auf eine Breite

$$v = t + m \cdot s$$

angenommen werden darf. Hierin

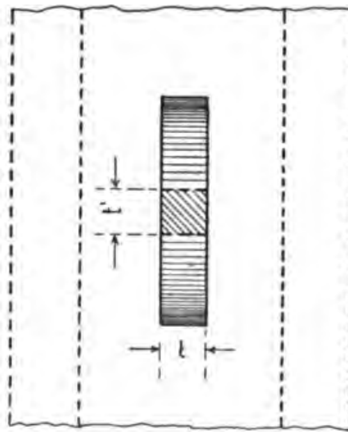


Abb. 128.

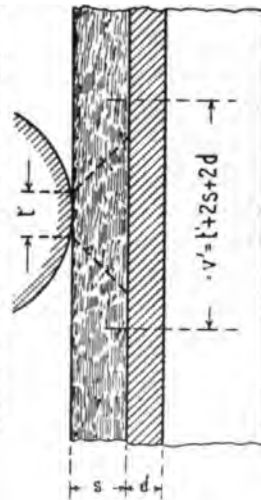


Abb. 130.

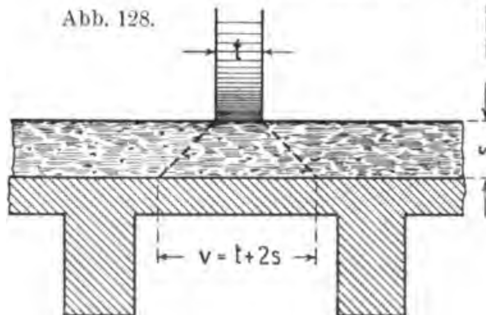


Abb. 129.

bedeutet t die Breite der Druckfläche des Rades, s die Versteinungsstärke der Brückentafel, m einen von dem Versteinungsmaterial abhängigen Festwert. Dieser wird in der Regel für gewöhnliche Steinpackung zu $m = 1,5$, für festgewalztes Straßenbett zu $m = 2$ angenommen, bedarf aber zur einwandfreien Benutzung noch eingehender Versuche, die unseres Wissens bisher noch nicht vorliegen.[1]) Immerhin erscheint es vollkommen zulässig, in der Richtung der Plattenstützweite mit einer Lastverteilung auf eine Breite

$$v = t + 2s \qquad 2)$$

zu rechnen (vergl. Abb. 129).

Quer zur Plattenstützweite (vergl. Abb. 130) wird jedoch durch die Scherfestigkeit der Eisenbetontafel selbst die Last auf eine erheblich größere Länge verteilt als die der vom Druck unmittelbar getroffenen Fläche. Da jedoch auch hierüber nichts Genaues bekannt ist, jedenfalls aber eine erheblich größere Plattenbreite zur Mitarbeit herangezogen wird, deren Zuwachs zu beiden Seiten der Laststrecke mindestens gleich der Dicke der Platte gesetzt werden kann, so empfiehlt es sich, die Verteilungslänge in der Längsrichtung des Wagens gerechnet, zu

$$v' = t' + 2s + 2d$$
$$= t + 2(s + d) \qquad 3)$$

anzunehmen. In der Regel ist es zulässig, $v' = 1$ m zu setzen.

Selbstverständlich darf v und v' niemals größer angenommen werden als der Abstand der benachbarten Radlasten.

Diese Gründe sprechen dafür, die Versteinungsstärke für eine Eisenbetonbrücke nicht zu niedrig zu wählen, anderseits ist aber auch von einer Übertreibung dringend abzuraten. Da die Versteinung beinahe das gleiche spezifische Gewicht besitzt wie die Eisenbeton-Tragkonstruktion, erhöht sie die tote Last ganz erheblich. Ferner ist zu bedenken, daß bei gegebener Bauhöhe jedes steigende Zentimeter, das man für die Versteinungsstärke verbraucht, für die Trägerhöhe verloren geht und durch kostspielige Verstärkung der Eiseneinlage ersetzt werden muß. Es ist daher für die Versteinungsstärke das kleinste Maß zu wählen, das gerade noch eine sachgemäße Unterhaltung zuläßt und doch eine hinreichende Lastverteilung gewährleistet.

3. Der Balkenabstand a, von Mitte zu Mitte der Balken oder Hauptträger gemessen, ist eines der wichtigsten Grundmaße der Brücke, da er für das System in dreifacher Weise von Bedeutung ist. Zunächst wird durch die Wahl des Balkenabstandes die Stützweite der Platten festgelegt, denn diese Stützweite ist gleich a. Dadurch sind die Abmessungen der Platten bestimmt, welche für das Eigengewicht der Brücke von besonderer Bedeutung sind. Ferner ist die Belastungsbreite des Balkens, von Mitte zu Mitte der Platten gemessen, ebenfalls gleich dem Balkenabstand a. Schließlich ist in der Regel bei Brücken im Gegensatz zu den Deckenkonstruktionen auch die Druckgurtbreite des Balkens gleich groß mit a, da infolge der großen Stützweiten und schweren Verkehrslasten die Balken beträchtlich enger liegen wie bei den Decken und es nicht möglich ist, wie bei diesen, z. B. $^1/_3$ der Stützweite als Druckgurtbreite auszunutzen.

4. Die Auskragung c soll von der Mitte des Randbalkens bis zur Geländerinnenkante gemessen werden. Ein besonderer Vorzug der Fahrbahntafeln aus Eisenbeton besteht darin, daß sie weit ausladende Auskragungen ermöglichen. Dadurch wird der Abstand der äußeren beiden Randträger voneinander vermindert, so daß oft an der Breite der Widerlager erheblich gespart werden kann. In der Regel dienen die Auskragungen zum Tragen der Fußsteige, die nicht durch große Einzeldrücke, sondern nur mit gleichmäßig verteilter Last beansprucht werden. Auch bietet die

[1]) Vergl. auch Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, sowie R. Bastian, Das elastische Verhalten der Gleisbettung und ihres Unterbaues, Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1906, S. 289 u. f.

Möglichkeit, die Auskragungen weit hervortreten zu lassen, dem Architekten eine willkommene Gelegenheit zur freien Gestaltung der Formen. Diese Vorteile der Eisenbeton-Bauweise sind so erheblich, daß man häufig selbst bei reinen Betonbauten die Auskragung aus Eisenbeton herstellt.

5. Die Plattenstärke d ist besonders von dem Balkenabstand, also der Stützweite der Platten, ferner von der Größe der Raddrücke, die als Einzellasten wirken, und schließlich auch von der Versteinungsstärke abhängig. Ferner hat die Plattenstärke noch als Höhe des Druckgurtes der Balken eine besondere Bedeutung, vor allem bei Brücken mit beschränkter Bauhöhe. Es soll hier mit d die wirkliche Stärke der Eisenbetonplatten, nicht etwa das für die Spannungsberechnung wichtige theoretische Maß bezeichnet werden.

6. Die Balkenbreite b_0 ist durch die Scher- und Haftspannungen theoretisch bestimmt.

Schließlich sind noch folgende vier „Grundverhältnisse" hervorzuheben, die für die Beurteilung des Entwurfes in bezug auf den Grad der Wirtschaftlichkeit besonders kennzeichnend sind, nämlich:

$l:h$, das Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe, die sogen. „Schlankheit" des Balkens,

$l:a$, das Verhältnis der Stützweite zum Balkenabstand,

$c:\overline{LB}$ und $c:a$, das Verhältnis der Auskragung zur lichten Breite bezw. zum Balkenabstand und

$b_0:h$, das Verhältnis der Balkenbreite zur Balkenhöhe.

II. Übliche Werte der Grundgrößen.

Um für die Entwurfsaufstellung einen bequemen Anhalt zu bieten, wurden für eine Anzahl von ausgeführten Balkenbrücken, soweit es bei den zur Verfügung stehenden lückenhaften Unterlagen möglich war, die sämtlichen vorstehenden Werte ermittelt und in Tabellenform zusammengestellt. Diese Übersichten VII und VIII dürften eine gewisse Bedeutung dadurch gewinnen, daß sie eine Anzahl Beispiele von Brücken bieten, die im Wettbewerbe mit den eisernen Brücken von bewährten Firmen ausgeführt worden sind. Man darf daher annehmen, daß sie in bezug auf Wirtschaftlichkeit der Ausführung sowohl wie auch auf Standfestigkeit und Zuverlässigkeit allen derzeitigen Anforderungen entsprechen. Diesen Übersichten wurde auch unserseits aus dem Grunde eine größere Bedeutung beigemessen, da es bei der Verschiedenheit der Verhältnisse und Bedeutungen der einzelnen Brücken für die meisten Grundmaße unmöglich erscheint, auf theoretischem Wege brauchbare Ergebnisse zu entwickeln. Es wurde daher versucht, aus den ausgeführten Beispielen Mittelwerte zu gewinnen, die wenigstens einen ungefähren Anhalt für den Entwurf einer Eisenbetonbrücke bieten und die dem Entwerfenden gleichzeitig die Möglichkeit gewähren, die von ihm angenommenen Grundmaße mit ausgeführten Beispielen zu vergleichen.

In die Übersicht VII wurden auch noch die drei Größen, welche für die Kostenermittlung von Bedeutung sind, und die wir mit „Massen-Größen" bezeichnen möchten, hinzugefügt. Diese sind:

1. das Betonvolumen V der Brücke in Kubikmeter, bezogen auf ein Quadratmeter Grundfläche

2. das Schalungsverhältnis S, d. i. die zur Herstellung des Überbaues erforderliche abgewickelte Schalung, bezogen auf ein Quadratmeter Grundfläche der Brücke und

Nr.	Bauwerk	Grundbedingungen: Lichtweite $\overline{LW}$	Lichte Breite $\overline{LB}$	Bauhöhe $\overline{BH}$	Verkehrslast	Grundmaße in m: Stützweite l	Trägerhöhe h	Balkenabstand a	Querträgerabstand a'	Auskragung c	Plattenstärke d	Balkenbreite b_0	Lagerabstand $s = \frac{1}{2}(l - LW)$

A. Straßen-

I. Plattenbalken mit

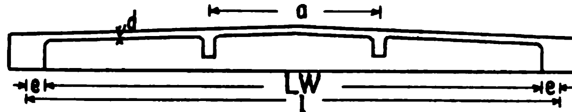
1. Einfache Träger

Nr.	Bauwerk	$\overline{LW}$	$\overline{LB}$	$\overline{BH}$	Verkehrslast	l	h	a	a'	c	d	b_0	s
1.	Posttunnel auf Hbf. Leipzig	4,00	16,26	0,95	23 t-D.-W.	4,40	0,45	1,794	—	—	0,17	0,30	0,20
2.	Egarbachbrücke in Oberdorf (Württemberg)	4,20	7,50	0,60	—	4,90	0,60 u. 0,40	1,43	—	—	0,10	0,20	0,35
3.	Zilligerbachbrücke in Wernigerode (Harz)	7,00	11,0	0,95	400 kg/m² 20 t-D.-W.	7,90	0,80	1,63	—	—	0,20	0,40	0,45
4.	Lockwitzbachbrücke (Fabrikzufahrt) in Niedersedlitz (Sachsen)	8,00	8,70	0,60	400 kg/m² 20 t-Wagen	8,60	0,41 bis 0,47	1,00	2,00	—	0,20	0,40	0,25
5	Lockwitzbachbrücke der Staatsbahn in Niedersedlitz (Sachsen)	9,00	an den Widerlagern 24,20 21,80	0,58 bis 0,84	420 kg/m² 24 t-Wagen	9,60	0,46 bis 0,72	1,20 bis 1,80	3,10	—	0,20	0,40	0,30
6.	Montbrillantbrücke in Lausanne	2 × 9,00 1 × 8,90	10,00	0,85	450 kg/m² 20 t-Wagen	2×9,3 1×9,2	0,65	1,45	1,375	**1,375**	0,20	0,30	**0,15**
7.	Steinbeckertorbrücke in Greifswald	9,00	13,00	1,10	21 t-Wagen	10,00	0,75	1,33	—	0,30	**0,25**	0,25	0,50
8.	Johannesbrücke in Wernigerode (Harz)	9,00	13,85 bis 15,00	1,00	400 kg/m² 20 t-D.-W.	9,70	0,80	1,47	—	—	0,20	0,42	0,35
9.	Eisenbahnunterführung in Ruppersdorf (Sachsen)	9,40	7,00	1,15	—	9,80	0,80	1,30	3,00	0,25	0,14	0,30	0,20
10.	Fusebrücke in Peine	9,45 bis 10,95	6,25 bis 8,45	0,65	400 kg/m² 20 t-D.-W.	10,05 bis 11,55	0,55	1,385 bis 1,77	--	—	0,15	0,65	0,30
11.	Eisenbahnunterführung bei Guttau (Sachsen)	10,00	6,00	1,15	—	10,40	0,80	1,30	3,20	0,40	0,14	0,30	0,20
12.	Aischbrücke in Neustadt a. Aisch (Bayern)	9 × 11,0	6,00	1,24	360 kg/m² 5 t-Wagen	11,70	1,00	1,50	4,15	0,75	0,15	0,30	0,55
13.	Wegbrücke in Pezza Vercellese (Italien)	11,20	2,60	0,80	—	11,80	0,60	1,44	Konsolenabstand 1,87	0,58	0,14	0,34	0,30
14.	Hornbachbrücke in Zweibrücken	12,07	10,68	1,15	20 t-D.-W.	12,57	0,96	1,242	2,10	**2,19**	0,16	0,38	0,25
15.	Quellenbach-Überdeckung in Würzburg	12,84	98,0	1,25	—	13,44	1,00	2,00	—	—	0,12	0,30	0,30
16.	Nonnenbrücke in Bamberg	20,95	9,00	2,00	360 kg/m² 18 t-D.-W.	21,90	1,78	1,73	4,23	—	0,16	0,30	0,47

Grundverhältnisse					Massengrößen			Bemerkung und Nummer der Beispiele des Abschnittes H	Ausführende Firma	Literaturangabe
$l:h$	$l:a$	$c:a$	$c:\overline{LB}$	$b_0:h$	Beton-Volumen V	Schalungsverhältnis V	Armierung φ			

brücken.

obenliegender Fahrbahn.



auf 2 Stützen.

$l:h$	$l:a$	$c:a$	$c:\overline{LB}$	$b_0:h$	V	V	φ	Bemerkung	Ausführende Firma	Literaturangabe
9,8	2,5	—	—	1:1,5	0,22	1,3	0,47	Beispiel Nr. 1	Max Pommer, Leipzig	
12,3	3,4	—	—	1:2	0,18	1,5	0,50	Beispiel Nr. 2	Luipold. Kottmann u. Co., Basel	Deutsche Bauzeitung 1903, S. 188.
9,9	4,9	—	—	1:2	0,43	2,3	0,45	Beispiel Nr. 3	Mölders u. Co., Hildesheim	
21,0 bis 18,3	8,6	—	—	1:1,0 bis 1:1,2	0,44	1,9	1,8	Beispiel Nr. 4 (Versteifte Plattenbalken mit erhöhtem Randträger)	M. Pommer, Leipzig	
20,9 bis 13,4	8,0 bis 5,3	—	—	1:1,2 bis 1:1,8	0,40	2,0	2,07 bis 0,53	Beispiel Nr. 5	„	
14,2	6,4	**0,95**	0,14	1:2,2	0,35	2,0	0,69	Beispiel Nr. 6	—	Beton u. Eisen 1906. Heft XII.
13,3	7,5	0,14	0,02	1:3	0,34	1,7	—	Beispiel Nr. 7	Zementsteinfabrik „Comet", Stettin	Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage S.49.
12,1	6,6	—	—	1:1,9	0,56	2,3	0,69	Beispiel Nr. 8	Mölders u. Co., Hildesheim	
12,3	7,5	0,19	0,04	1:2,7	0,41	2,2	0,45	Beispiel Nr. 9	Joh. Odorico, Dresden	
18,3 bis 21,0	**5,7 bis 8,3**	—	—	1:0,9	0,26	1,7	**0,88 bis 1,00**	Beispiel Nr. 10	Mölders u. Co., Hildesheim	
13,0	8,0	0,31	0,07	1:2,7	0,31	2,3	0,55	Beispiel Nr. 11	Max Pommer, Leipzig	
11,8	7,9	0,50	0,13	1:3,3	0,38	2,1	0,29	Beispiel Nr. 12	Dyckerhoff u. Widmann, Nürnberg	Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage S. 9.
19,5	8,2	0,44	0,22	1:1,8	0,26	2,0	**1,41**	Beispiel Nr. 13	A. Maciachini, Mailand	
13,1	10,1	**1,76**	0,21	1:2,5	0,39	2,4	0,56	Beispiel Nr. 14	Wayss u. Freytag, Neustadt a. d. H.	Mörsch, Der Eisenbetonbau, S. 190.
13,4	6,7	—	—	1:3,3	0,28	2,2	0,43	Beispiel Nr. 16	Dyckerhoff u. Widmann, Nürnberg	
12,3	12,7	—	—	**1:5,9**	0,50	3,5	0,76	Beispiel Nr. 17	„	Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage S. 1.

Nr.	Bauwerk	Grundbedingungen				Grundmaße in m							
		Lichtweite LW	Lichte Breite LB	Bauhöhe BH	Verkehrslast	Stützweite l	Trägerhöhe h	Balkenabstand a	Querträgerabstand a'	Auskragung c	Plattenstärke d	Balkenbreite b_0	Lagerabstand $e = 1/2(l - LW)$
	2. Durchlaufende												
17.	Isarbrücke in Grünwald (Oberbayern)	8,50	8,60	1,33	—	9,25	1,00	1,90	—	0,60	0,20	0,40	—
18.	Wegbrücke über den S. Lorenzo (Italien)	2 × 8,50	2,50	0,65	—	2 × 9,10	0,45	1,15	—	0,10	0,08	0,20	0,2
19.	Wegbrücke in Bad Tölz (Oberbayern)	2 × 11,15 1 × 10,60	6,50	1,10	—	2 × 11,75 1 × 11,00	0,82	1,35	5,89 5,50	0,55	0,12	0,30	—
20.	Molodiabrücke in Halicz (Galizien)	11,60	5,65	1,10	—	12,00	0,89	2,45	2,40	0,37	0,14	0,30	—
21.	Bormidabrücke bei Ferrania (Italien)	2 × 8,00 2 × 2,65 1 × 12,00	4,75	1,00	—	2 × 8,95 2 × 3,80 1 × 13,15	0,80	1,47	—	0,90	0,12	0,26	0,3
22.	Brenzbrücke bei Heidenheim (Württemberg)	13,00 2 × 7,00	8,00	1,30 1,18	500 kg/m² 16 t-D.-W.	14,95 8,28	1,00 0,88	1,35 1,325	—	1,30	0,14	0,4 0,35 (0,425 0,30)	—
23.	Cerfbrücke bei Albenga (Italien)	5 × 13,5	6,00	1,20	—	5 × 14,5	0,95 (0,90)	1,70	—	0,35	0,16	0,46	—
24.	Klodnitzbrücke bei Plawniowitz (Oberschlesien)	2 × 8,85 1 × 14,70	7,25	—	—	2 × 9,65 1 × 15,50	0,75 0,90	(1,80) 1,10	4,88 7,35	0,75	0,20	0,30	—
25.	Achbrücke bei Wolfurt (Tirol)	7 × 15,57	5,80	1,20	400 kg/m² 6 t-Wagen 12 t-Tramw.	16,12	0,92	2,05	1,95	0,87	0,12	0,35 0,40	—
	3. Ausleger-												
26.	Straßenüberführung in Bochum:												
	I. Gruppe	14,81 5,80	11,00	—	—	16,11 6,70	1,44 0,75–2,00	1,50	2,10 bis 8,30	0,97	0,26 (bis 0,12 min)	0,30	0,4 0,9
	II. Gruppe	8,20 24,00 8,20	11,00	—	—	9,20 26,00 9,20	0,75–2,70 2,22 0,75–2,70	1,50	3,10 bis 5,20	0,97		0,30	1,0 1,0
	III. Gruppe	3,40 11,01	11,00	—	—	4,30 12,41	0,75–1,48 1,10	1,50	4,15 bis 6,86	0,97		0,30	0,9 0,5
	4. Portal-												
27.	Roßweinerstraßenbrücke in Döbeln (Sachsen)	9,90	—	1,15	500 kg/m² 21 t-Wag.	10,50	0,80	3,50	2,90	—	0,17	0,45	—
28.	Eisenbahnunterführung bei Dennheritz (Sachsen)	10,00	6,00	1,10	400 kg/m² 6 t-Wagen	10,60	0,80	1,87	2,80 2,70	0,20	0,14	0,40	—
29.	Straßenbrücke in Meerane (Sachsen)	10,00	15,00	1,02	400 kg/m² 50 t-Kesselwag.	10,80	0,70	2,00		0,75	0,22	0,40	—

Grundverhältnisse					Massengrößen			Bemerkung und Nummer der Beispiele des Abschnittes H	Ausführende Firma	Literatur-Angabe
$l:h$	$l:a$	$c:a$	$c:\overline{LB}$	$b_0:h$	Beton-Volumen V	Schalungsverhältnis S	Armierung φ			
Träger.										
9,3	4,9	0,32	0,07	1:2,5	0,43	2,2	0,31	—	Wayss u Freytag, Neustadt a. d. H.	Schweizer. Bauzeitung 1904 Nr. 23.
20,2	7,9	0,09	0,04	1:2,3	0,17	1,7	0,40	Beispiel Nr. 21	A. Maciachini, Mailand.	
14,3 13,4	8,7 8,2	0,41	0,09	1:2,7	0,30	2,2	—	—	Wayss u. Freytag, Neustadt a. d H.	Mörsch, Der Eisenbetonbau S. 194.
13,5	4,9	0,15	0,07	1:3,0	0,27	2,0	—	Beispiel Nr. 24	Hennebique, Paris	
11,2 (4,75) 16,45	6,1 2,6 9,0	0,61	0,19	1:3,1	0,23	1,8	0,18 (0,11) 0,58	Beispiel Nr. 25	A. Maciachini, Mailand	
15,0 9,4	11,1 6,3	0,96	0,16	min 1:2,9 min 1:2,9	0,35 0,31	2,1 2,0	0,83 0,34	—	Luipold, Kottmann u. Co., Basel	Technische Studienhefte, Stuttgart.
15,3 (16,1)	8,5 (8,1)	0,21 0,19	0,06	1:2,1 1:2,0	0,39	2,1	0,71 0,76	Beispiel Nr. 27	A. Maciachini, Mailand	
12,9 17,2	8,8 14,1	0,68	0,10	1:2,5 1:3,0	0,33 0,35	2,1 2,2	0,37 0,40	Beispiel Nr. 28	Allgem. Beton- u. Eisen-Gesellschaft, Berlin	
17,5	7,9	0,42	0,15	1:2,6 1:2,3	0,39	2,1	0,29	Beispiel Nr. 29	E. A. Westermann, St. Gallen	Beton u. Eisen 1905, S. 84.
träger.										
13,0 —	9,6 —	0,65	0,09	1:4,8 —	0,50 0,48	2,6 2,0	0,56 —	Beispiel Nr. 32 u. S. 243	Carl Brandt, Düsseldorf	
— 11,7 —	— 17,3 —	0,65	0,09	— 1:7,3 —	0,51 0,64 0,51	2,3 2,7 2,3	— 0,52–0,43 —			
— 11,3	— 8,3	0,65	0,09	— 1:3,7	0,34 0,37	1,5 1,5	— 0,32			
träger.										
13,1	3,0	0,37	—	1:1,8	0,28	1,6	0,56	Beispiel Nr. 34	M. Pommer, Leipzig	
13,3	5,7	0,11	0,03	1:2	0,33	1,4	0,29	Beispiel Nr. 35	„	
15,5	5,4	0,38	0,05	1:1,8	0,38	1,5	0,53	Beispiel Nr. 36	„	

Nr.	Bauwerk	Grundbedingungen: Lichtweite LW	Lichte Breite LB	Bauhöhe BH	Verkehrslast	Grundmaße in m: Stützweite l	Trägerhöhe h	Balkenabstand a	Querträgerabstand a'	Auskragung c	Plattenstärke d	Balkenbreite b_0	Lagerabstand $e = \frac{1}{2}(l - LW)$
	II. Tragwerke mit												
	1. Vollwandige												
30.	Wegüberführung in Grimmelfingen	9,00	4,50	0,90	450 kg/m² 6 t-Wagen	10,30	1,42	5,20	1,53	—	0,12	0,70	0,65
31.	Straßenbrücke in Reichenau . . .	10,00	4,50	0,70	8 t-Walze	10,70	1,70	4,80	0,80	—	0,10	0,30	0,35
32.	Straßenbrücke in Freudenstadt . .	11,50	5,00	0,75	300 kg/m² 10 t	12,50	1,70	5,30	1,28	—	0,12	0.30	0,50
33.	Schulbrücke in Ranigsdorf . . .	13,50	4,00	0,60	—	14,00	1,40	4,30	1,50	—	0,08	0,30	0,25
34.	Wirtschaftsbrücke in Ranigsdorf. .	14,70	3,00	0,34	—	15,20	1,40	3,30	—	—	0,12	0,30	0,25
35.	Franzensbrücke in Buchelsdorf bei Freiwaldau . . .	19,50	5,00	0,55	340 kg/m² 6 t-Wagen	20,20	2,00	5,45	—	—	0,10	0,45	0,35
	2. Durchbrochene												
36.	Bahnhofsüberführung in Freudenstadt	16,9	5,00	1,15	350 kg/m² 12 t-Wagen	17,90	2,60	5,35	1,33	—	0,14	0,35	0,50
37.	Wegbrücke bei Neudorf . . .	20,0	4,00	1,00	13 t-D.-W.	20,70	2,20	4,25	1,54	—	0,09	0,20 bis 0,35	0,35
38.	Brücke in Hotzenplotz (Österr. Schl.)	23,0	6,00	0,70	—	23,60	3,15	6,40	1,82	—	—	0,40	0,30
	B. Gang-												
39.	Gangsteg in Yverdon.	13,0	2,00	0,70	400 kg/m²	rd. 14,0	0,70	1,50	—	0,25	0,10	0,20	—
40	Gangsteg in Landeshut.	20,0	2,00	0,95	—	rd. 21,0	0,90	1,28	—	0,36	0,10	0,18	—
41.	Gangsteg über die Schwarza in Payerbach	26,0	2,20	1,62	400 kg/m²	27,5	1,60	1,10	—	0,55	0,20	0,30	—

3. die **Armierung oder Eisenbewehrung** φ in Hundertteilen. Mit diesem Ausdruck wollen wir das Verhältnis des in der Balkenmitte wirklich vorhandenen Eisenquerschnitts F_e zum rechnungsmäßigen Betonquerschnitt F_b des Balkens, also

$$\varphi = 100 \cdot \frac{F_e}{F_b}$$

bezeichnen. Besonders hervorgehoben sei jedoch, daß dabei der Betonquerschnitt F_b nur bis zur Schwerlinie der Eiseneinlage gerechnet werden soll, so daß für die Platten

$$F_b = b \cdot h',$$

für die Plattenbalken sinngemäß

$$F_b = a \cdot h'$$

ist (siehe Abb. 131).

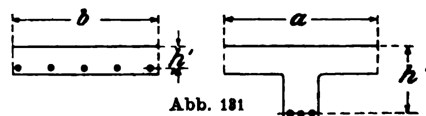


Abb. 131

Grundverhältnisse						Massengrößen			Bemerkung und Nummer der Beispiele des Abschnittes H	Ausführende Firma	Literatur-Angabe
$l:h$	$l:a$	$c:a$		$c:\overline{LB}$	$b_0:h$	Beton-Volumen V	Schalungsverhältnis S	Armierung φ			
ersenkter Bahn.											
träger.			$\overline{LW}:\overline{LB}$		Hauptträger			Hauptträger			
7,3	2,0	—	2,0	—	1 : 2,0	0,62	2,3	0,79	—	Wayss u. Freytag, Neustadt a. d. H.	Beton u. Eisen 1903, S. 72.
6,30	2,2	—	2,2	—	1 : 5,7	0,34	3,3	0,95	Beispiel Nr. 42	Schittenhelm u. Söhne, Zauchtel (Mähren), 1905	
7,4	2,4	—	2,3	—	1 : 5,7	0,25	2,6	0,63	—	Luipold u. Schneider, Stuttgart	Beton u. Eisen 1906, S. 140.
10,0	3,3	—	3,4	—	1 : 4,7	0,29	2,6	2,13	Beispiel Nr. 43	Schittenhelm u. Söhne, Zauchtel	
10,9	4,60	—	4,3	—	1 : 4,7	0,30	2,6	1,55	Beispiel Nr. 44	„	
10,1	3,70	—	3,9	—	1 : 4,5	0,40	2,2	0,19	Beispiel Nr. 45	Ast u. Co., Wien	Beton u. Eisen 1906, S. 83.
Träger.											
6,9	3,3	—	3,4	—	1 : 7,4	0,41	2,7	0,90		Luipold u. Schneider, Zürich	Beton u. Eisen 1906, S. 281.
9,4	4,9	—	5,0	—	1 : 11 bis 1 : 6,3	0,38	2,3	0,84	Beispiel Nr. 46	Schittenhelm u. Söhne, Zauchtel	
7,5	3,7	—	3,8	—	1 : 7,9	—	—	—	Beispiel Nr. 47	„	
stege.											
rd. 20,0	9,3	0,17		0,13	1 : 3,5	0,23	2,1	0,42	Beispiel Nr. 18	Hennebique, Paris	
23,4	16,4	0,28		0,18	1 : 5	0,26	2,6	0,40	—	Allgem. Beton- u. Eisen-Gesellschaft, Berlin	
17,2	25,0	0,50		0,25	1 : 5,3	0,57	3,9	0,90	—	Ast u. Co., Wien	Beton u. Eisen 1904, S. 7.

In der Übersicht VIII sind für verschiedene Grundformen von Balkenbrücken die Ergebnisse der Übersicht VII in bezug auf die Größe der Grundmaße, der Grundverhältnisse und der Massengröße zusammengestellt. Mit den oberen Ziffern sind die Grenzen bezeichnet, innerhalb deren die Werte schwanken, mit den unteren Ziffern die daraus sich ergebenden Mittelwerte.

Auf Grund dieser Übersichten läßt sich über die üblichen Werte der Grundmaße folgendes sagen:

1. Die üblichen lichten Weiten $\overline{LW}$ der bisher ausgeführten Eisenbeton-Balkenbrücken liegen zwischen 5 und 20 m. Unter 5 m wendet man in der Regel einfache Platten ohne Rippen an. Bei lichten Weiten über 20 m wird das Eigengewicht im Verhältnis zur Verkehrslast bei den Straßenbrücken sehr groß, und es sind daher auch

Über-

Mittelwerte der üblichen

Nr.	System	Grundmaße: Trägerhöhe h m	Balkenabstand a m	Auskragung c m	Plattenstärke d m	Balkenbreite b_0 m	Lagerabstand e m
I.	Einfache Träger (12 Stück) . . .	0,45 bis 2,00 0,80	1,25 bis 2,00 1,50	0,0 bis 2,20 0,75	0,10 bis 0,20 0,15	0,30 bis 0,65 0,35	0,20 bis 0,55 0,35
Ia.	Versteifte Balken mit erhöhten Randträgern (2 Stück).	0,40 bis 0,70 0.50	1,00 bis 1,80 1,30	—	0,20 bis 0,20 0,20	0,40 bis 0,40 0,40	0,25 bis 0,30 0,30
II.	Durchlaufende Träger (9 Stück) . .	0,45 bis 1,00 0,75	1,10 bis 2,45 1,60	0,0 bis 1,30 0,65	0,08 bis 0,20 0,15	0,20 bis 0,45 0,35	—
III.	Auslegerträger (3 Stück)	1,10 bis 2,70 1.90	— 1,50	— 1,00	0,12 bis 0,26 0,22	— 0,30	0,40 bis 1,00 0,80
IV.	Portalträger (3 Stück)	0,70 bis 0,80 0,75	1,90 bis 3,5 2,45	0,20 bis 0,75 0,50	0,14 bis 0,22 0,18	0,40 bis 0,45 0,40	—
V.	Gangstege (3 Stück)	0,70 bis 1,60 1,05	1,10 bis 1,50 1,30	0,0 bis 0,55 0,40	0,10 bis 0,20 0,13	0,20 bis 0,30 0,25	—
	Tragwerke mit versenkter Bahn:	Hauptträger		Querträgerabstand			
VI.	a) vollwandige (6 Stück). .	1,40 bis 2,00 1,60	3,30 bis 5,50 4,70	0,80 bis 1,55 1,30	0,08 bis 0,12 0,10	0,30 bis 0,70 0,40	0,25 bis 0,65 0,35
VII.	b) durchbrochene (3 Stück). .	2,20 bis 3,20 2,70	4,30 bis 6,40 5,35	1,30 bis 1,80 1,60	0,10	0,35 bis 0,40 0,35	0,30 bis 0,50 0,40

nur verhältnismäßig wenig Balkenbrücken mit mehr als 20 m lichter Weite ausgeführt. Eine Anzahl derselben ist in der beifolgenden Übersicht VIII zusammengestellt. Eine Verringerung des Eigengewichts kann erzielt werden durch Auflösung der Tragwände der einfachen Balken nach Art der durchbrochenen Tragwerke und der Fachwerkträger oder durch Einspannung der Trägerenden nach Art der Rahmenbrücken und Bogenbalken. Diese Mittel haben bei Fußgängerbrücken Stützweiten bis zu 30 m, bei der Straßenbrücke in Tunis (Abb. 93) sogar eine Stützweite von 40 m ermöglicht.

2. Die lichte Breite $\overline{LB}$ ist für das System der Brücken mit oben liegender Fahrbahn von untergeordneterer Bedeutung. Nur die Größe der Auskragung unter den

sicht VIII.

Grundgrößen.

Grundverhältnisse					Massengrößen		
$l:h$	$l:a$	$c:a$	$c:\overline{LB}$	$b_0:h$	Beton- volumen V m³/m²	Schalungs- verhältnis S m²/m²	Armie- rung φ vH.
10 bis 14 12	2 1/2 bis 13 7	0,0 bis 0,50 0,30	0,0 bis 0,25 0,10	1 : 1 bis 1 : 6 1 : 2	0,20 bis 0,55 0,35	1,3 bis 3,5 2,1	0,30 bis 0,75 0,50
13 1/2 bis 21 18	5 1/2 bis 8 1/2 7	—	—	1 : 1 bis 1 : 2 1 : 1 1/2	0,40 bis 0,45 0,40	1,9 bis 2,0 1,9	0,50 bis 2,00 1,50
9 1/2 bis 20 14	5 bis 14 12	0,0 bis 0,95 0,40	0,0 bis 0,20 0,10	1 : 2 bis 1 : 3 1 : 2 1/2	0,15 bis 0,45 0,30	1,6 bis 2,2 2,0	0,20 bis 0,85 0,45
11 bis 13 12	8 bis 17 16	— 0,65	— 0,10	1 : 4 bis 1 : 7 1 : 5	0,30 bis 0,60 0,50	1,5 bis 2,7 2,1	0,30 bis 0,60 0,50
13 bis 15 1/2 14	3 bis 5 1/2 5	0,10 bis 0,40 0,30	0,05 bis 0,05 0,05	1 : 2 bis 1 : 2 1 : 2	0,30 bis 0,40 0,35	1,4 bis 1,6 1,5	0,30 bis 0,55 0,45
17 bis 23 20	9 1/2 bis 25 17	0,0 bis 0,50 0,30	0,0 bis 0,25 0,20	1 : 3 1/2 bis 5 1/2 1 : 4 1/2	0,25 bis 0,55 0,35	2,1 bis 3,8 2,8	0,40 bis 0,90 0,55
6 1/2 bis 11 9	2 bis 4 1/2 3	—	—	Hauptträger 1 : 2 bis 6 1 : 4 1/2	0,25 bis 0,60 0,35	2,2 bis 3,3 2,6	Haupt- träger 0,20 bis 2,15 1,05
7 bis 9 1/2 8	3 bis 5 4	—	—	1 : 6,3 bis 1 : 11 1 : 9	0,40	2,5	0,85

Gangbahnen ist u. U. von ihr abhängig, besonders bei Fußgängerstegen mit Rücksicht auf die Standsicherheit. Die untere Grenze für die lichte Breite finden wir bei Gangstegen ohne Wagenverkehr, welche meist 2 m Breite erhalten, damit sich zwei Personen bequem ausweichen können. Dieses Maß dürfte auch die untere Grenze für $\overline{LB}$, die lichte Breite, bilden. Ist die lichte Breite größer als die lichte Weite, so spricht man in der Regel von Überdeckungen, deren Breite unbegrenzt vergrößert werden kann, ohne daß dadurch das statische System beeinflußt wird.

Bei Tragwerken mit versenkter Fahrbahn ist die lichte Breite für die Stützweite der Querträger maßgebend. Mit zunehmender lichter Breite wächst bei solchen

Übersicht IX.

Eisenbetonbalkenbrücken über 20 m Lichtweite.

Nr.	Bauwerk	Lichte Weite	Lichte Breite	Ausführende Firma	Bemerkung
	A. Straßenbrücken.				
1.	Brücke über die Rems bei Lorch	20,00	—	E. Luipold, Stuttgart	
2.	Wegbrücke bei Neudorf	20,00	4,00	Schittenhelm u. Söhne, Zauchtel	Tragwerk mit versenkter Bahn und durchbrochener Tragwand. Beispiel 46. Abschn. H.
3.	Kukuljanibrücke	20,00	3,00	Jos. Dubsky, Agram	
4.	Brücke über die Seille bei Tettoncourt (Lothr.)	20,00	5,00	Ed. Züblin u. Co., Straßburg	
5.	Nonnenbrücke über die Regnitz in Bamberg	20,95	9,00	Dyckerhoff u. Widmann, Nürnberg	Beispiel 17, Abschnitt H.
6.	Brücke über den Torrente Fossa	21,00	—	Luigi Zanetti, Modena	
7.	Straßenbrücke in Moulins bei Metz	21,00	7,00	Ed. Züblin u. Co., Straßburg	Bogenbalken, Beispiel 41, Abschn. H.
8.	Zschopaubrücke bei Merzdorf in Sachsen	22,00	2,85	Lohse in Chemnitz	System Visintini (siehe Seite 261).
9.	Wegbrücke bei Krozna in Mähren	22,00	—	Hennebique, Paris	Plattenbalken mit durchbrochener Trägerwand (s. Seite 233).
10.	Brücke in Hotzenplotz	23,00	6,00	Schittenhelm u. Söhne, Zauchtel	Tragwerk mit versenkter Bahn und durchbrochener Tragwand. Beispiel 47, Abschn. H.
11.	Straßenüberführung in Bochum	24,00	11,00	Carl Brandt, Düsseldorf	Auslegerträger, Beispiel 32, Abschn. H.
12.	Béja-Brücke in Tunis	**40,00**	4,50	Hennebique, Paris	Pfostenfachwerk (siehe Seite 256)
	B. Gangstege.				
I.	Gangsteg in Landeshut	20,00	2,00	Allgemeine Beton- und Eisengesellschaft, Berlin	Rahmenträger. Übersicht VII, Nr. 40.
II.	Gangsteg am Bahnhof Viviez	22,0 und 26,0	—	Hennebique, Paris	(s. Seite 240)
III.	Gangsteg über die Schwarza in Payerbach	26,00	2,20	Ast u. Co., Wien	Übersicht VII, Nr. 41.
IV.	Gangsteg über die Weißeritz in Dresden	26,00	—	Rudolf Wolle, Leipzig	System Moeller.
V.	Gangsteg über die Lusthofstraße in Rotterdam	29,00	1,20	Hennebique, Paris	Bogenbalken, Beispiel 40. Abschn. H
VI.	Verbreiterung der Straßenbrücke zu Straßburg im Elsaß	30,00	3,00	Ed. Züblin u. Co., Straßburg	Bogenbalken.

Brücken das Eigengewicht ganz erheblich, man wählt daher dieses System in der Regel nur dann, wenn die lichte Weite mindestens doppelt so groß ist wie die lichte Breite (siehe Nr. 30 bis 38, Übersicht VII).

3. Die Bauhöhe $\overline{BH}$. Um zu erkennen, ob die Bauhöhe für die Konstruktion ausreicht, ist, abgesehen von der Versteinungsstärke, besonders das zulässige Maß der Schlankheit des Trägers von Bedeutung. Weniger kennzeichnend dafür ist das absolute Maß der Bauhöhe. Man kann daher aus den Tabellen in der Spalte $\overline{BH}$ nur ersehen, daß Brücken von mittlerer Spannweite mit obenliegender Fahrbahn nicht unter 0,65 m und nur selten über 1,30 m Bauhöhe besitzen. Durch Anwendung von Bogenbalken läßt sich besonders in der Trägermitte wesentlich an Bauhöhe sparen; so z. B. zeigt die Straßenbrücke in Moulins bei Metz (Beispiel 41, Abschnitt H.) nur 45 vH. der Bauhöhe und 36 vH. der Trägerhöhe von der ungefähr gleich weit gespannten Nonnenbrücke in Bamberg (Nr. 16, Übersicht VII).

Eine besonders geringe Bauhöhe und zwar 0,35 bis 1 m besitzen die Tragwerke mit versenkter Fahrbahn (Nr. 30 bis 38) und die einfachen Balken mit erhöhten Randträgern (Nr. 4 und 5).

4. Die Trägerhöhe h schwankt für die Brücken mit oben liegender Fahrbahn zwischen 0,4 und 2 m, die Balkenschlankheit, also das Verhältnis $l:h$, zwischen $9^1/_2$ und 23. Bei den Plattenbalken Nr. 4 und 5 mit erhöhten Randträgern ist h am niedrigsten und zwar i. M. 0,5 m und $l:h =$ i. M. 18. Ihnen folgen betreffs der Schlankheit die durchlaufenden Träger und die Rahmenträger mit dem Mittelwert $l:h = 14$, die Auslegerträger und die einfachen Träger mit $l:h = 12$, während die Mittelwerte der Trägerhöhen selbst allgemein zwischen 0,75 und 0,80 m liegen. Am schlankesten lassen sich naturgemäß die leichten Gangstege gestalten, bei denen $l:h =$ i. M. 20 ist.

Bei den Tragwerken mit versenkter Fahrbahn ist mit h die Höhe der beiden Hauptträger bezeichnet. Diese ist meist nicht begrenzt und kann daher, beliebig wirtschaftlich also möglichst reichlich groß bemessen werden. Es ergibt sich daher für dieses System $l:h = 9$ und 8 bei einer mittleren Trägerhöhe von 1,6 m für die vollwandigen und 2,7 m für die durchbrochenen Träger.

Wir kommen somit zu dem Ergebnis, daß bei Straßenbrücken mit oben liegender Fahrbahn die Schlankheit $l:h$ zwischen 12 und 18 schwankt, eine größere Schlankheit als 20 weisen nur ganz wenige Beispiele auf, und zwar die Wegbrücke über den Lorenzo (Nr. 18), welche die für eine Straßenbrücke außergewöhnlich kleine Breite von 2,5 m besitzt, ferner einzelne Balken der Brücke über die Fuse in Peine (Nr. 10) und die beiden Plattenbalken mit erhöhten Randträgern (Nr. 4 und 5). In den Fällen dagegen, in denen infolge der geringen Bauhöhe für sämtliche Balken eine größere Schlankheit als 20 erforderlich würde, wendet man, vorausgesetzt, daß die Breite der Brücke nicht allzu groß ist, Tragwerke mit versenkter Fahrbahn an. Eine besonders große Schlankheit $l:h = 20$ und 23 zeigen die beiden Gangstege Nr. 39 und 40, bei denen nur Menschengedränge, also fast stoßfrei wirkende Lasten, in Betracht kommen.

Allgemein erkennt man, daß die Werte für $l:h$ nur wenig über die im Eisenbrückenbau gebräuchlichen hinausgehen.

5. Der Balkenabstand a und das Verhältnis $l:a$. Der Balkenabstand wird bei Straßenbrücken in der Regel annähernd gleich der Spurweite der Wagen gewählt, weil dann auf jeden Balken höchstens eine Radlastenreihe entfällt, der Balken gleichwohl aber voll ausgenutzt ist, was bei geringerem Abstande nicht der Fall ist. Bei größerem Abstande werden anderseits für die Decke unnötig starke Abmessungen erforderlich, ohne daß an den Balken selbst gespart werden könnte. Der Balkenabstand

schwankt bei den ausgeführten Brücken meist zwischen 1,2 und 2,0 m. Nur ganz wenige Brücken weisen einen größeren Balkenabstand auf, und zwar sind dieses besonders die von der Firma Hennebique-Paris ausgeführten und die unter deren Einfluß entstandenen Bauwerke, bei denen zumeist Zwischenquerträger angeordnet wurden, um die Plattendicke genügend klein zu erhalten.

In unserer Übersicht VII hat über 2 m Balkenabstand nur die Molodiabrücke in Halicz (Nr. 20) mit $a = 2{,}45$ m, die Achbrücke bei Wolfurt (Nr. 25) mit $a = 2{,}05$ m und die Rahmenbrücke Nr. 27 mit $a = 3{,}50$ m. Unter 1,20 m sinkt der Wert a nur in solchen Fällen, wo wegen der äußerst geringen Bauhöhe eine große Schlankheit bedingt war (Nr. 4, 18 und 24).

Das Maß a hat für die Balkenbrücken eine dreifache Bedeutung (siehe oben S. 280) und zwar als Abstand der Balken, durch den die Zahl der Balken festgelegt wird, ferner als Stützweite der Platten, welche für die Plattenstärke hauptsächlich maßgebend ist und endlich als Breite des Belastungsstreifens, der auf einen Balken entfällt. Es ist daher schwierig und umständlich, auf theoretischem Wege eine Abhängigkeit des Maßes a von den übrigen Grundmaßen herzuleiten. Dagegen liegt es nahe, das Verhältnis der Balkenstützweite l zum Balkenabstand a zu betrachten und mit der Schlankheit der Balken $l : h$ zu vergleichen. Schon ein Blick auf die Werte unserer Übersichten zeigt, daß mit zunehmender Schlankheit der Balken $l : h$ auch das Verhältnis $l : a$ wächst, d. h. daß ihr Abstand um so kleiner wird, je niedriger die Balkenhöhe angenommen worden ist.

Um die Abhängigkeit dieser beiden Verhältnisse voneinander zu untersuchen, haben wir in Abb. 132 als Ordinate eines rechtwinkligen Systems das Verhältnis $y = l : h$ und als Abszisse $x = l : a$ für 24 Brücken mit 30 verschiedenen Öffnungen aufgetragen, deren Grundform die des einfachen Balkens auf zwei Stützen oder die des durchlaufenden Trägers ist. Die mit Nr. 1 bis 23 bezeichneten Punkte gehören zu den in der Übersicht VII angeführten Beispielen. Aus dieser Zusammenstellung sind nur die Ausnahmefälle mit ungewöhnlich beschränkter Bauhöhe Nr. 4, 5 und 10 weggelassen, sowie die beiden italienischen Brücken Nr. 13 und 18, welche nur rund 2,5 m Breite haben, so daß nur eine einzige Reihe von Wagen hintereinander verkehren kann. Hinzugefügt ist noch Nr. 17a, die Fahrbahntafel über den Bogen der Grünwalder Brücke (siehe Schweizer. Bauzeitung 1904, Nr. 23), da sich diese Konstruktion unmittelbar an die durch Nr. 17 dargestellten Seitenöffnungen anschließt und bei der Wahl des Balkenabstandes offenbar auf beide Teile 17 und 17a Rücksicht genommen wurde. Endlich sind noch die Werte für folgende Beispiele aus Italien, Amerika, Österreich und Deutschland eingetragen: Nr. I, die Santernobrücke bei S. Agate in Italien mit $l = 12{,}60$ m (siehe Beispiel Nr. 15, Abschnitt H); Nr. 2, die Eisenbahnunterführung bei Heerens, Illinois mit $l = 6{,}1$ und 9,75 m (siehe Beispiel Nr. 22, Abschnitt H); Nr. III, Millstätter Landstraßenbrücke, ausgeführt von Ratzmann-Klagenfurt mit $l = 9$ m, und Nr. IV, Brücke über das Striegauer Wasser in Schlesien (vergl. S. 231) mit $l = 17{,}20$ m, $a = 1{,}80$ und $h = 1{,}20$.*)

Die in dieser Darstellung enthaltene Reihe von Punkten, welche mit den genannten Nummern versehen sind, kann man angenähert durch eine Gerade mit der Gleichung $y = 5 + x$ ausgleichen, oder, da $y = l : h$ und $x = l : a$ ist,

$$\frac{l}{h} = 5 + \frac{l}{a}.$$

Betrachtet man die Abweichung der aufgetragenen Punkte des Koordinaten-Systems von der ermittelten Linie, so fällt besonders Nr. 16 auf, welche durch eine außergewöhnliche Trägerhöhe $h = 1{,}78$ m in der Balkenmitte gekennzeichnet ist, ferner als Gegenstück dazu Nr. 25, die bei einer großen Schlankheit der Balken den auffallend großen Balkenabstand $a = 2{,}05$ m aufweist. Auch Nr. 1 und 20 hat im Verhältnis zur Trägerhöhe einen ungewöhnlich großen Balkenabstand, während bei Nr. 14 infolge der außergewöhnlich großen Auskragung der Balkenabstand auffallend klein gewählt worden ist. Die durch gerade Linien verbundenen Punkte Nr. 17, 17a,

*) Vergl. auch die Erörterungen bei dem Beispiel des Abschnitts E, S. 306, das durch den Punkt A der Abb. 132 gekennzeichnet ist.

19, 21, 22 und 24 gehören verschiedenen Öffnungen von je ein und demselben Bauwerk an, wobei jeweilig die oberen Punkte die größere Mittelöffnung kennzeichnen. Da der gleiche oder mindestens angenähert gleiche Balkenabstand für die verschiedenen Öffnungen je eines Bauwerks gewählt worden ist, läßt sich die Abweichung von unserer Kurve durch die Abweichungen der Grundmaße der einzelnen Öffnungen voneinander erklären. Immerhin geben die eingetragenen Geraden einen Anhalt für die Richtung der Linie des gesuchten Gesetzes, wobei zu beachten ist, daß für die zusammengehörigen Punkte die Belastungsannahmen und die Berechnungsweise übereinstimmen. Übrigens bietet für die kleineren Abweichungen auch die Notwendigkeit, daß die Anzahl der Balken eine ganze Zahl sein muß, eine genügende Erklärung.

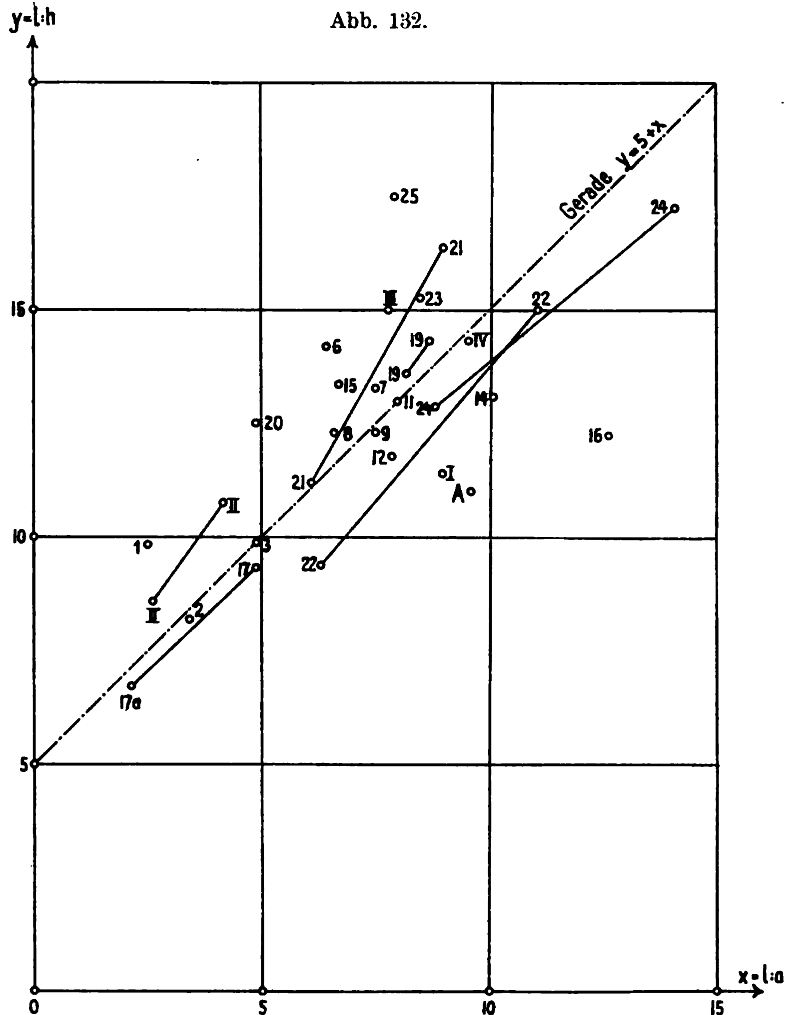


Abb. 132.

Bei der geringen Anzahl unserer 30 Beispiele muß naturgemäß dieses Verfahren, ein empirisches Gesetz zu finden, nur als ein erster Versuch bezeichnet werden, der jedoch, wenn später einmal reichlicheres Material vorhanden ist, weiter ausgebildet werden kann. Immerhin ist in Anbetracht der Verschiedenheit der Verkehrslasten, der Versteinungsstärke und der Rechnungsweise verschiedener Länder die Übereinstimmung eine bemerkenswerte, so daß die daraus gefundene Formel für a in Verbindung mit den Mittelwerten für das absolute Maß a in einfacherer Weise als theoretische Erörterungen einen Anhalt für die Wahl des Balkenabstandes geben kann.

Betrachtet man in der Übersicht VIII die Werte $l:a$ für die einzelnen Systeme, so ergibt sich, daß das Verhältnis $l:a$ am kleinsten für die Rahmenbrücken mit $l:a = 5$ ist. Bei diesen zeigt sich der Einfluß des großen Balkenabstandes besonders in der großen Plattenstärke von 0,18 m, jedoch auch in einer Erniedrigung des kleinen Schalungsverhältnisses auf 1,5.

Verhältnismäßig groß werden dagegen die Werte $l:a = 12$ bezw. 17 bei den Auslegerträgern und Gangstegen infolge der großen Stützweiten, bei diesen besonders auch infolge der geringeren und stets gleichförmig verteilten Belastung.

Eingehende Betrachtungen über die Grundmaße können den entwerfenden Ingenieur zu vergleichenden Untersuchungen anregen, um einen Mindestaufwand an Kosten zu erzielen.

Für die Tragwerke mit versenkter Fahrbahn, die nur zwei Hauptträger mit dem Abstand a besitzen, gibt $l:a$ das Verhältnis der Länge zur Breite, also die Schlankheit des rechteckigen Grundrisses der Brücke an. Es ist bezeichnend, daß die Breite i. M. nur ein Drittel bezw. ein Viertel der Länge beträgt und im äußersten Falle bei der Wegüberführung in Grimmelfingen (Nr. 30) die Hälfte. Der Einfluß dieses ungünstigen Verhältnisses zeigt sich bei dieser Brücke besonders in dem hohen Betonvolumen und daher in dem großen Eigengewicht.

6. Die Auskragung c und die Verhältnisse $c:\overline{LB}$ und $c:a$. In der Regel finden bei den Straßenbrücken Auskragungen höchstens auf die Breite der Fußwege statt, um zu vermeiden, daß die Kragarme durch die Radlasten der Wagen beansprucht werden. Bei Brücken ohne Fußwege läßt man meist nur die Abschlußplatten der Fahrbahn auskragen.

Der größte Wert der Auskragung ist somit gleich der Fußwegbreite. Dieser Höchstwert kommt in unseren Beispielen nur bei der schon erwähnten Hornbachbrücke (Nr. 14) vor. Sie beträgt 2,19 m, das ist rund $\frac{1}{5}$ der lichten Brückenbreite und 1,76 des Balkenabstandes. Durch diese Anordnung wurden aber auch Querträger und Konsolen unter den Auskragungen erforderlich.

Um das Maß c der Auskragung zu kennzeichnen, haben wir das Verhältnis desselben zur lichten Breite $\overline{LB}$ der Brücken und ferner auch das Verhältnis zum Balkenabstand a in den Tabellen angegeben. Der größte Wert von $c:\overline{LB}$ für Straßenbrücken beträgt 0,22, also 22 vH. bei der allerdings nur rund 2,60 m breiten Wegbrücke Nr. 13. Als Mittelwert der Auskragung darf 10 vH. der lichten Breite angesehen werden.

Das andere Verhältnis $c:a$ erreicht unter den einfachen und durchlaufenden Balken seinen höchsten Wert bei der Brenzbrücke Nr. 22 mit $c:a =$ rund 1, wobei aber auch eine kräftige Versteifung der Randträger erforderlich wurde. Als brauchbarer Mittelwert ergibt sich 30 bis 40 vH. von a.

Die Gangstege weisen in der Regel eine kräftige Auskragung auf. Sie beträgt i. M. 20 vH. der lichten Breite und 30 vH. des Balkenabstandes.

7. Die Balkenbreite b_0 und das Verhältnis der Breite der Balken zu ihrer Höhe $b_0:h$. Den kleinsten Wert $b_0 = 0{,}20$ m besitzt die wiederholt erwähnte Lorenzobrücke Nr. 18 sowie Nr. 2; im übrigen ist 0,30 m als untere Grenze anzusehen. Als Mittelwert ergibt sich dagegen 0,35 m und 0,40 m. Besonders sei hier darauf hingewiesen, daß bei hohen Balken, bei denen es sehr schwer hält, die Eisen sorgfältig zu verlegen und zu umstampfen, $b_0 = 0{,}40$ m das geringste Maß ist, bei welchem ein Einsteigen in den Schalungskasten und eine freie Bewegung in demselben noch möglich ist.

Besonders kennzeichnend ist daher das Verhältnis $b_0:h$, welches zumeist nicht über 1 : 3 beträgt. Nr. 16 mit $b_0 = 0{,}30$ m und $b_0:h = 1:6$ muß als eine Ausnahme bezeichnet werden, bei der die Balkenschalung entsprechend dem Fortschreiten der Betonierung wenigstens auf einer Seite nach und nach angebracht werden muß. Auch in statischer Hinsicht sind die hohen, schmalen Träger sehr wenig günstig, da hierbei die Scherspannungen oftmals sehr große Werte erreichen.

Für die Gangstege ergeben sich als Mittelwerte $b_0 = 0{,}25$ und $b_0:h = 1:4\frac{1}{2}$.

Bei den durchbrochenen Tragwerken mit versenkter Fahrbahn erhält man für die Hauptträger den Mittelwert $b_0:h = 1:9$, wobei zu bemerken ist, daß diese Träger anderen Voraussetzungen entsprechen als die Plattenbalken.

8. Die Plattenstärke d schwankt in der Regel zwischen 0,10 und 0,20 m. Nur die Wegbrücke Nr. 18 von 2,5 m Breite hat $d = 0{,}08$. Ferner weist ein einziges Bei-

spiel $d = 0{,}22$ m auf, nämlich die Rahmenbrücke Nr. 29, welche für einen 50 t schweren Kesselwagen berechnet worden ist und den außergewöhnlich großen Balkenabstand von 2 m besitzt.

Die Mittelwerte für d sind 0,13 m bei den Gangstegen, 0,15 m bei den einfachen und durchlaufenden Balken und 0,18 m bei den Portalbrücken (infolge des großen Balkenabstandes) und 0,20 m bei den Plattenbalken mit erhöhten versteifenden Randträgern. Bei diesen wurde die Plattenstärke besonders deshalb so groß gewählt, um einen hohen Druckgurt und eine möglichst weitgehende Lastverteilung zu erzielen, so daß die Eisenbetontafel wie eine nur mit einigen Rippen versehene Platte wirkt. Beden Tragwerken mit versenkter Fahrbahn ergibt sich infolge der Anordnung von Querträgern mit einem Abstande von i. M. 1,30 m und 1,70 m die mittlere Plattenstärke zu $d = 0{,}10$ m.

Bildet man endlich noch das Verhältnis $a:d$ und $h:d$, so ergeben sich die Mittelwerte $a:d = 9{,}9$ rd. 10 und $h:d = 5{,}4$ rd. 5. Da jedoch das Maß d als Höhe des Druckgurtes vor allem auch von der Stützweite der Hauptträger abhängig ist, kann dem Verhältnis $a:d$ keine so große Bedeutung beigemessen werden, als den üblichen Werten für das absolute Maß d. Wird der angeführte Wert von $h:d$ wesentlich überschritten, wie z. B. bei Nr. 15 mit $d:h = 11{,}2$, so empfiehlt es sich unbedingt, durch Anordnung von lastverteilenden Querträgern die geringe Steifigkeit der Fahrbahntafel zu erhöhen.

9. Als letztes der Grundmaße ist noch der Abstand e des Lagermittelpunktes von der Vorderkante der Widerlager (siehe oben S. 278) angegeben, dessen Werte zwischen 0,20 und 0,65 m schwanken und als Mittelwert 0,35 m ergeben.

Zum Schluß sind noch die 3 Maßengrößen in den Übersichten zusammengestellt, welche die Grundlage für die Kosten der Eisenbetontafeln bilden.

10. Das Betonvolumen V ist in m³ für ein m² Grundfläche angegeben und hängt vor allem von der Plattenstärke ab. Multipliziert man die Werte V mit dem Raumgewicht des Eisenbetons, also mit 2400 kg für 1 m³, so erhält man das Eigengewicht der Brücken für 1 m² Brückentafel.[1])

Am leichtesten erscheinen im Mittelwerte die durchlaufenden Träger mit 0,30 m³/m², am schwersten die Auslegerträger mit 0,50 m³/m² wegen der großen Stützweite. Alle übrigen Grundformen haben die Mittelwerte 0,35 und 0,40 m³/m², woraus zu ersehen ist, daß die Größe der Verkehrslast und der Stützweite von nur geringem Einfluß auf das Eigengewicht ist, wie bereits oben (S. 267) behauptet wurde.

11. Das Schalungsverhältnis S gibt an, wie viel m² abgewickelte Schalungsfläche auf ein m² Grundfläche entfallen. Für einfache Platten ohne Balken ist, abgesehen von der geringen Schalung der senkrechten Randflächen, dieses Verhältnis gleich 1. Der Betrag dieser Werte S über 1 wird hauptsächlich durch die Balken und nur zum kleinen Teil durch die Querträger hervorgerufen. Einen sehr hohen Wert weisen daher die Tragwerke mit versenkter Fahrbahn $S = 2{,}6$ bezw. 2,3 und die Gangstege mit $S = 2{,}8$ auf. Sehr niedrig ist dagegen das Schalungsverhältnis $S = 1{,}5$ der Rahmenbrücken wegen des großen Trägerabstandes und der verhältnismäßig kleinen Balkenhöhe. Bei den übrigen Grundformen liegen die Mittelwerte für S zwischen 1,9 und 2,1.

---

[1]) Auf Grund von 25 ausgeführten Plattenbalkenbrücken wurde versucht, eine Gewichtsformel nach Art der bei eisernen Brücken gebräuchlichen Ausdrücke aufzustellen. Durch Auftragen der Werte ähnlich der zeichnerischen Darstellung Abb. 132 ersah man jedoch, daß bei den mittleren Stützweiten eine Abweichung von i. M. bis zu 40 vH. eintrat, so daß solchen Formeln ein praktischer Wert nicht beigemessen werden kann.

12. Die Armierung φ (siehe oben S. 286) ist kennzeichnend für den Aufwand an Eisen, dem kostbarsten Bestandteil der Eisenbetonbauten.

In den Werten für φ kommt besonders die Größe der Verkehrslast zum Ausdruck. Während sich z. B. die beiden Rahmenbrücken Nr. 28 und 29, die für einen 6 t bezw. 50 t schweren Wagen berechnet sind, in den Abmessungen der Betonkörper wenig unterscheiden und daher fast die gleichen Zahlen für V aufweisen, beträgt die Armierung der Hauptbalken bei Nr. 28 annähernd nur die Hälfte von dem Wert der schwerbelasteten Brücke Nr. 29.

Ferner wird der Wert von φ ungünstig durch die Beschränkung der Bauhöhe beeinflußt, die sich besonders in einer übergroßen Schlankheit der Balken zeigt, wie der Mittelwert $\varphi = 1{,}5$ vH. der Plattenbalken mit erhöhten Randträger beweist. Bei dem Ausnahmebeispiel Nr. 13 ergibt sich ebenfalls infolge der großen Schlankheit $l : h = 19{,}5$ der hohe Wert $\varphi = 1{,}4$ vH., ebenso wird bei Nr. 10 die Armierung $\varphi = 1$ vH. Im übrigen schwankt der Wert zwischen 0,2 und 0,8 vH., während die Mittelwerte für die verschiedenen Grundformen zwischen 0,4 und 0,5 vH. liegen, so daß man als brauchbaren Mittelwert für die Eisenbewehrung der Balken $^1/_2$ vH. annehmen darf.

Beträchtlich hoch sind dagegen in der Regel die Werte für die Träger mit versenkter Fahrbahn und zwar i. M. rund 1 vH.

E. Dimensionierung, Konstruktionsregeln und Einzelheiten.

In diesem Abschnitt sollen diejenigen Fragen erörtert werden, deren Kenntnis zum Aufzeichnen einer Entwurfsskizze erforderlich ist. Die Berücksichtigung der in jedem einzelnen Falle gegebenen besonderen und örtlichen Verhältnisse und Belastungsannahmen (Abschnitt C), die Kenntnis der üblichen Grundformen (Abschnitt B) und der Grundgrößen ausgeführter Bauwerke (Abschnitt D) und eine überschlägige Maßstabsrechnung, z. B. mittels der Belastungsgleichwerte (Abschnitt F, III, 2), genügen in der Regel vollständig, um in kurzer Zeit ein Bild der geplanten Brücke aufzeichnen zu können.[1]) Erst dann, wenn die Abmessungen und somit auch das Eigengewicht bestimmt angenommen sind, empfiehlt es sich, eine genaue Berechnung durchzuführen (vergl. Abschnitt F), aus der sich die Beanspruchungen für die zugrunde gelegten Lasten und Abmessungen ergeben. Je nach dem Ausfall dieser Belastungsprobe auf dem Zeichenbrett sind die gewählten Abmessungen zu verstärken oder zum Zwecke einer Kostenersparnis herabzumindern, wobei die wirtschaftliche Vergleichskalkulation immer Hand in Hand mit der statischen Berechnung gehen soll.

I. Ermittlung der Abmessungen.

1. Der Längs- und Querschnitt der Brückenbahn.

Um einen Brückenentwurf aufstellen zu können, sind zunächst die Vorbedingungen, die durch das Längs- und das Querprofil, sowie die Versteinung der zu überführenden Straße und den freizuhaltenden Lichtraum in der Regel gegeben sind, aufzutragen. Erst danach kann innerhalb des so festgelegten Raumes, der zwischen der oberen und unteren Begrenzungslinie für die eigentliche Tragkonstruktion aus Eisenbeton verfügbar ist, die Gestaltung nach konstruktiven und statischen Grundsätzen erfolgen.

Um im Längsschnitt der Brückenbahn eine rasch wirksame Entwässerung der Straßenoberfläche zu erzielen, ist der Fahrbahn ein möglichst starkes Längsgefälle

[1]) Der Fehler, in den die meisten Anfänger verfallen, ist das Bestreben, zu viel zu berechnen und zu wenig zu konstruieren. Unter den alten Römern und vor allem unter den Franzosen zu Perronets Zeiten gab es, wie ihre Bauten beweisen, vorzügliche Ingenieure, ohne daß ihnen z. B. die Statik der unbestimmten Systeme bekannt war.

zu geben, soweit es die Rücksicht auf die Steigungserschwernisse für den Fußgänger- und den Fahrverkehr gestatten. Innerhalb der Brückenlänge sollte, wenn irgend möglich, der Entwässerung wegen bei chaussierten Straßen ein Längsgefälle von mindestens 1 : 200 bis 1 : 100 (0,5 vH. bis 1 vH.) gewählt werden, wogegen bei gepflasterten oder asphaltierten Straßen eine etwas geringere Neigung noch zulässig ist. Anderseits wird mit Rücksicht auf die Ausnutzung der Zugkraft der Tiere die obere Grenze der Steigung von 1 : 20 (5 vH.) bei chaussierten und 1 : 30 (3,3 vH.) bei gepflasterten Straßen in der Regel nicht überschritten. Bei Brücken in wagerechter Strecke oder zwischen beiderseits anschließenden Rampen empfiehlt es sich daher, die Straßenoberfläche von beiden Widerlagern nach der Mitte zu ansteigen zu lassen, bei starken Neigungen aber den Neigungswinkel in der Brückenmitte mit einem Halbmesser von höchstens 100 bis 200 m auszurunden. Bei schwachen Neigungen kann auf eine solche Ausrundung, die bei zweiachsigen Straßenfuhrwerken ohnehin kaum erforderlich ist, verzichtet werden, so daß die Ableitung des Tagewassers schon von der Mitte aus kräftig erfolgt. Ist die Neigung der Fahrbahnoberfläche im Längsschnitt durchaus nicht zulässig, so muß umsomehr Gewicht auf eine kräftige Querneigung derselben und eine sorgfältige Abdichtung der Eisenbetonoberfläche gelegt werden.

Bei Fußwegen ohne jeglichen Fahrverkehr, die über einen Wasserlauf oder einen Verkehrsweg zu führen sind, wird, falls die Steigung der Rampen steiler als 1 : 100 (1 vH.) ausfällt, meist eine Treppenanlage bevorzugt. Der Treppenlauf schmiegt sich dabei zur Vermeidung überflüssiger Brückenlänge häufig dem Lichtraumprofil möglichst eng an (Abb. 60). Als Steigungsverhältnis der Treppen ist 16/30 bis 16/32 cm zu empfehlen. Nach je etwa 2,5 m Steigung wird in der Regel ein Podest von 1 m Länge angeordnet.

Der Querschnitt der Brückenbahn richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen und den Verkehrsanforderungen. Gewöhnlich nimmt man bei beiderseitigen Gangbahnen, die ausschließlich für den Fußgängerverkehr bestimmt sind, die Breite derselben zu $^1/_5$ der lichten Breite der Brücke, also etwa $^1/_3$ der Fahrstraßenbreite an. In der Regel wird der Querschnitt der anschließenden Straßenstrecken auch auf der Brücke durchgeführt. Nur im Notfalle schnürt man aus Gründen der Kostenersparnis die Fahrbahnbreite ein oder verzichtet auf einen oder beide Gangstege.

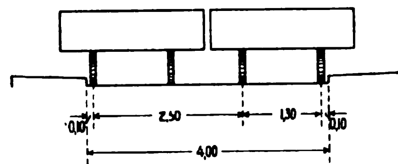


Abb. 133.

Die Mindestbreite der Fahrstraße ergibt sich nach Abb. 133 aus der Bedingung, daß sie zwei sich begegnenden Fahrzeugen ein Ausweichen gestatten möchte, zu $2{,}5 + 1{,}3 + 2 \cdot 0{,}1$ m $= 4$ m, die der Gangbahnen, damit zwei Personen einander ausweichen können, zu $2 \cdot 0{,}7 + 0{,}1$ m $= 1{,}5$ m.

Bei der Anordnung beiderseitiger Gangbahnen und getrennter Verkehrsrichtung dagegen kann die Fußwegbreite auf 1,0 bis 0,7 m beschränkt werden.

Die lichte Breite der Brückenbahn, die durch eiserne Geländer, Brüstungen, vollwandige, durchbrochene oder Fachwerktragwände begrenzt wird, soll für den Verkehr von Fahrzeugen nur in einer Richtung mindestens 2,5 m, für sich begegnende Fahrzeuge mindestens 5 m und für Gangstege ohne Fahrverkehr mindestens 2 m betragen. Wird die Breite zu schmal bemessen, so müssen die Fahrzeuge beständig an derselben Stelle fahren, wodurch sich sogenannte Gleise bilden, die einer fortlaufenden Unterhaltung bedürfen. In solchen Fällen ist die Anordnung besonders befestigter Längsstreifen mittels Steinplatten oder eiserner Schienen an den stark beanspruchten Stellen der

Brücke wohl zu erwägen. Ist die Brückenbreite nur für ein Fahrzeug bemessen, so können bei sehr langen Brücken wenigstens an einigen Pfeilern durch eine Verbreiterung der Fahrbahn mittels Auskragungen Ausweichstellen geschaffen werden, wie bei der rund 200 m langen Pyrimontbrücke im Rhônetal.[1])

Die Straßenoberfläche muß mit Rücksicht auf eine gute Entwässerung auf jeder Brücke ein Quergefälle erhalten, das von der Fahrbahnachse nach den Straßenrändern zu angelegt wird, um das Wasser auf dem kürzesten Wege nach dem Schnittgerinne zu führen. In der Regel beträgt dieses Quergefälle

bei chaussierten Straßen 1 : 25 bis 1 : 18 (4 bis 5,5 vH.),
bei gepflasterten Straßen 1 : 40 bis 1 : 25 (2,5 bis 4 vH.),
bei asphaltierten Straßen 1 : 80 bis 1 : 50 (1,25 bis 2 vH.).

In der Fahrbahnmitte wird die Querschnittbegrenzung der Versteinung meist durch eine Parabel oder einen Kreisbogen ausgerundet.

Die seitliche Begrenzung der Fahrstraße bildet das Schnittgerinne, das nach den Gangbahnen zu durch die im allgemeinen 0,12 bis 0,15 m hohe Bordkante begrenzt wird. Zur Bordkante werden entweder Granit- oder Betonsteine verwendet oder Kantenschutzeisen, die aus senkrecht stehenden Flacheisen oder Winkeln bestehen (Abb. 134).

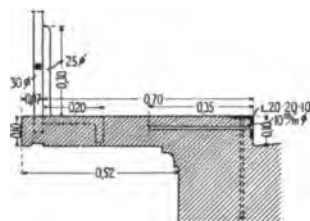


Abb. 134.

Die Gangbahnen erhalten in der Regel ein Quergefälle nach dem Schnittgerinne zu, und zwar bei gekiesten Wegen von 1 : 30 (3,3 vH.), bei Kleinpflaster 1 : 40 (2,5 vH.) und bei Asphalt 1 : 50 (2 vH.). Eine unmittelbare Abführung des Tagewassers nach außen über die Brückenränder wird fast stets vermieden, um deren Durchwässerung und Beschmutzung zu vermeiden. Selbst wenn die Gangbahnen und somit deren Bordkanten fehlen, wird das Schnittgerinne nach der Seite zu durch eine erhöhte Abschlußplatte abgeschlossen und dadurch das Abfließen des gesammelten Wassers in der Längsrichtung der Brücke bis zur nächsten Entwässerungsstelle gewährleistet (Abb. 135).

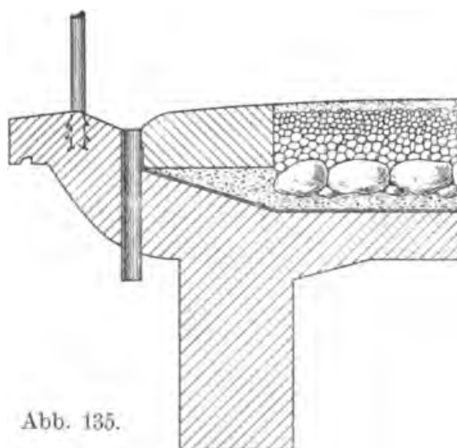


Abb. 135.

In Anbetracht der hohen Kosten, welche beim Bau einer Straße auf die Länge einer Brücke infolge des aus dem Tragwerk bestehenden teuren Unterbaues entfallen, empfiehlt es sich, an der Güte des Materials zur Oberflächenbefestigung nicht zu sparen, da sonst die Unterhaltungskosten des Bauwerks wesentlich höher werden. Aus diesem Grunde findet man häufig Pflasterung auf Brücken auch dann, wenn sie auf den anschließenden Strecken nicht vorhanden ist. Die Chaussierung ist auf den Brücken viel mehr wie auf den übrigen Straßenstrecken der Zerstörung durch den Fahrverkehr ausgesetzt, da dort in der Regel das aus senkrecht stehenden Steinen hergestellte Packlager fehlt und somit die Klarschlagsteine auf der glatten Oberfläche des Tragwerks keinen so sicheren Halt finden. Außerdem ist auch das Längsgefälle auf den Brücken meist kleiner als auf den an-

[1]) Schweizerische Bauztg. 1907, Nr. 23, S. 187.

schließenden Straßenstrecken und daher die Oberflächenentwässerung weniger wirksam, so daß die Chaussierung auch stärker mit Wasser durchtränkt wird und daher an Widerstandsfähigkeit verliert. Mit Rücksicht auf die Dauerhaftigkeit und Wasserdurchlässigkeit ist daher eine möglichst feste und nicht zu schwache Versteinung für die Brückenbahn vorzusehen, wenn man nicht zu dem Aushilfsmittel greift, eine innige Verbindung der Klarschlagsteine durch Mörtel, Asphalt, Teer, Goudron u. dergl. an Stelle des Sandes zu erzielen.

Betreffs der Wahl der Versteinungsstärke ist zunächst auf die Erörterungen S. 278 u. 279 hinzuweisen, aus denen hervorgeht, daß durch eine günstige Bemessung derselben eine Verminderung der Beanspruchung des Tragwerks erreicht werden kann, da die Versteinung lastverteilend für die Raddrücke wirkt; anderseits wird aber auch die tote Last der Brücke wesentlich erhöht. Es könnte daher auch vom statischen Standpunkte aus durch eine Vergleichsrechnung in jedem Falle die günstigste Versteinungsstärke unter Zugrundelegung verschiedener Materialien festgestellt werden. Im folgenden sind die wichtigsten Angaben über die straßenbautechnisch erforderlichen Versteinungsstärken zusammengestellt.

Die Chaussierung ruht zum Schutze der Dichtungsflächen der Brückentafel meist auf einer 3 cm hohen Kiessandschicht (vergl. Abb. 135), worauf dann eine etwa 10 cm starke untere Schicht von Grobschlag oder auch Packlagersteinen aufgebracht und endlich als Oberflächenüberzug Klarschlagsteine mit reichlichem Sandzusatz eingewalzt werden. Die Mindeststärke der gesamten Versteinung beträgt 15 cm, besser 20 cm, da häufig Abnutzungen von chaussierten Straßen bis 7 cm beobachtet worden sind. Als größte übliche Stärke für Brücken kann 35 bis 40 cm angesehen werden. Das Schnittgerinne wird hierbei in der Regel aus Kleinpflaster oder Klinkern gebildet oder auch aus Betonformstücken, die oft mit den Bordkanten in einem Stück hergestellt werden.

Das Steinpflaster besteht meist aus 13 bis 16 cm hohen scharfkantigen Granit-, Grünstein- oder Basaltsteinen mit möglichst quadratischer Oberfläche, ebener Unterfläche und gleicher Höhe, die auf einem $1^1/_2$ cm starken Mörtelbett oder auf einem Sandbett von 5 cm Stärke mit Zementmörtelfugen versetzt werden. Laufen die Reihen senkrecht zur Fahrbahnachse, so bietet sich den Zugtieren ein besserer Halt als bei der Diagonalpflasterung, die aber anderseits für die Entwässerung etwas günstiger ist, da die Fugen dann angenähert in der Richtung des größten Gefälles liegen. Als Mindeststärke für Pflaster in Beton kann 12 cm angesehen werden (vergl. die Beispiele Nr. 4 und 5, Abschn. H.).

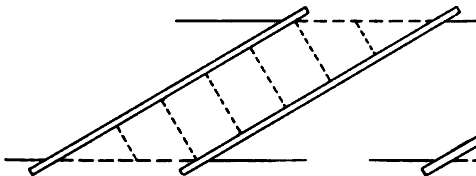
Das Holzpflaster besteht mit Rücksicht auf die Härte und das Schwinden meist aus Eichenholz oder australischem Hartholz, das mit Kreosot, Teeröl u. dergl. getränkt wird. Die etwa 10 cm hohen Klötzchen mit genau rechtwinkliger Grundrißfläche von meist 8 und 16 cm Kantenlänge werden unmittelbar auf einer Betonschicht von 6 bis 15 cm Stärke in Asphalt versetzt und die nur sehr kleinen Fugen mit Asphalt vergossen. Da nur die Hirnholzseite befahren wird, ist die Abnutzung gering. Vor allem aber zeichnet sich das Holzpflaster durch Schalldämpfung und Elastizität aus. Als Mindeststärke ist 12 cm, als Mittelwert 20 cm einschl. Betonunterlage anzunehmen.

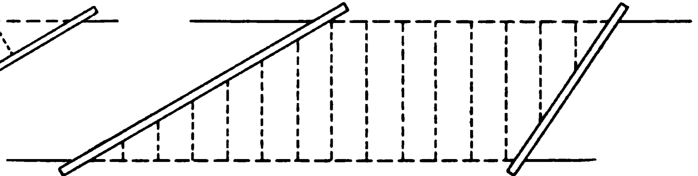
Das Asphaltpflaster. Die etwa 5 cm starke Stampfasphaltschicht wird unmittelbar auf der nach dem Gefälle abgeglichenen Betonschicht von 15 bis 25 cm Stärke hergestellt, so daß man als geringste Versteinungsstärke 20 cm ansehen kann. Wegen der Geräuschlosigkeit und der Möglichkeit, schadhafte Stellen über Nacht rasch ausbessern zu können, gilt die Asphaltierung trotz der starken Abnutzbarkeit immer noch als die geeignetste Pflasterung für Großstädte in unserem Klima.

Bei Fußgängersteigen wird in der Regel Gußasphalt oder ein Belag von Asphalt oder Zementplatten verwendet mit einer Betonunterlage von 10 cm Stärke oder auch nur Klinkern in Sand oder Kalkmörtel. Für Parkbrücken kommen auch bekieste Gangbahnen in Betracht.

2. Die Lage im Grundriß und Aufriß.

Die Grundrißlage hat besonders bei Straßen mit nicht paralleler Begrenzung, oft auch bei Überdeckungen sowie bei schiefen Brücken einen wesentlichen Einfluß auf die Wahl der Grundform. Allgemein ist zu wiederholen, daß, je verwickelter der Brückengrundriß ist, um so günstiger im Wettbewerbe die Aussichten für eine Eisenbetonbrücke gegenüber der Ausführung in Eisen werden, da sodann auch bei den eisernen Konstruktionen statisch unbestimmte Träger mit schwierigen Anschlüssen notwendig sind, die eine vorteilhafte Materialausnutzung nicht gestatten (vergl. S. 232). Sobald der Winkel zwischen der Brückenachse und den Widerlagern sehr spitz wird, empfiehlt es sich, bei schmalen Brücken ein Tragwerk mit versenkter Bahn nach Abb. 136, bei großer Brückenbreite aber eine einfache Plattenbalkenbrücke mit er

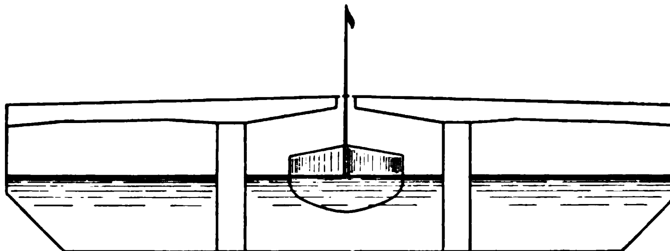

Abb. 136.


Abb. 137.

höhten Randträgern nach Abb. 137 zu wählen. Dabei werden jedoch die Hauptträger vorteilhaft senkrecht zu den Widerlagern angeordnet, da naturgemäß immer darauf zu achten ist, daß der Kraftstrom auf dem kürzesten Wege zum Widerlager geführt wird.

Der freizuhaltende Lichtraum der zu überbrückenden Öffnung ist gleichfalls von maßgebendem Einfluß für die Wahl der Grundform, da er die ausnutzbare Bauhöhe und die Stellung bedingt. Er ist in den meisten Fällen bestimmt festgelegt, z. B. durch einen Wasserlauf oder Verkehrsweg, oft aber auch beliebig anzunehmen, wie z. B. bei hohen Talbrücken.

Bei Wasserläufen ist vor allem das Durchflußprofil für das Hochwasser freizuhalten. Dieses ergibt sich bei kleineren Flüssen und Bächen zumeist durch Ermittlung der vorhandenen Durchflußöffnungen benachbarter Brücken desselben Wasserlaufs unter der Voraussetznng, daß diese ihren Zweck erfüllen, wobei aber auch die benachbarten Ordinaten des gestauten Hochwassers berücksichtigt werden müssen. Ferner wird bei Flüssen, die als Transport- und Verkehrswege dienen, für das Triften des Holzes, für das Flößen oder für die Schiffahrt ein den besonderen Verhältnissen entsprechendes Lichtraumprofil freizuhalten sein. Mit Rücksicht auf abschwimmende Gegenstände ist die Trägerunterkante mindestens 0,50 m über der Hochwasserlinie anzunehmen. Bei Kreuzungen von untergeordneten Verkehrswegen und stillen Wasserläufen wird zuweilen, um eine bewegliche Brücke


Abb. 138.

zu sparen, nach Abb. 138 in der Brückenmitte ein Spalt angeordnet, der für gewöhnlich mit einer Klappe überdeckt ist und nur im Bedarfsfalle geöffnet wird, um Schiffen mit Masten die Durchfahrt zu gestatten.

Bei Überbrückung von Straßen und Wegen ist die lichte Weite in der Regel durch die Straßenfluchten gegeben. Sie kann fast stets während des Baues unbedenklich eingeschränkt werden, so daß für die Rüstungen genügend Platz verbleibt. Die freizuhaltende lichte Höhe schwankt je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 2,5 und 4,5 m und ist meist bestimmt festgelegt und auch vollständig ausgenutzt. Über elektrischen Straßenbahnen mit Oberleitung ist besondere Rücksicht auf den Spielraum zur Anbringung des Fahrdrahtes zu nehmen, der von keinem anderen Fahrzeug berührt werden darf. Ferner empfiehlt es sich in solchen Fällen, die lichte Höhe des Fahrdrahtes über der Straßenoberkante deutlich sichtbar an das Bauwerk als Warnung anzuschreiben.

Für Brücken über Eisenbahngleisen ist die Umgrenzung des lichten Raumes meist bestimmt vorgeschrieben, im Deutschen Reiche z. B. durch die bekannte Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung vom 4. November 1904. Um etwaige Ungenauigkeiten in der Verlegung der Gleise auszugleichen, wird von den meisten Eisenbahnverwaltungen noch eine Erweiterung dieses Mindestraumes um 10 cm gefordert, so daß sich als Mindestmaß für die lichte Höhe 4,90 m über Schienenoberkante ergibt.

Für die ausführbare Bauhöhe kommt bei Eisenbetonbrücken wesentlich die Frage in Betracht, ob während des Baues der Eisenbahnbetrieb aufrecht erhalten werden soll. In diesem Falle geht als Raum für die Schalung und Rüstung über dem Normalprofil mindestens das Maß 0,15 m von der verfügbaren Bauhöhe verloren. Dies könnte wohl vermieden werden durch wagerechtes Einschieben des neben den Gleisen hergestellten Tragwerks aus Eisenbeton oder aber durch Absenken der in höherer Lage betonierten Tafel nach genügender Erhärtung derselben, ähnlich wie bei den Lehrgerüsten oder wie bei den eisernen Brücken, welche meist ohne Schwierigkeit und unter voller Ausnutzung der verfügbaren Bauhöhe auch im Betriebe zu montieren oder einzuschieben sind. Über diese Ausführungsarten beim Eisenbeton liegen aber zur Zeit nur sehr geringe Erfahrungen vor.

Bei Eisenbahnneubauten dagegen fällt dieser Nachteil der Eisenbetonbrücken gegenüber den eisernen Brücken weg. Man kann in diesem Falle bis dicht an die Umgrenzung des lichten Raumes herangehen. Auch kommt die Durchbiegung der Eisenbetonbalken, die bei eisernen Trägern oft nicht vernachlässigt werden darf, infolge der größeren Steifigkeit in der Regel nicht in Betracht.

Sind zwei Betriebsgleise zu überbrücken, so kann die Rüstung dadurch wesentlich erleichtert werden, daß man während des Baues die Gleise mindestens um 0,30 m auseinanderzieht und auf die Erweiterung des Lichtraumprofils bei der feststehenden Gleisanlage vorübergehend verzichtet. Es entsteht dann ein genügender Spielraum, um zwischen die beiden Gleise eine hölzerne Stütze von 12 cm Stärke mit den entsprechenden Verschwerterungen stellen zu können (vergl. Beispiel 9, Abschnitt H.).

Zwischen der Unterkante der Versteinung und der Umgrenzung der lichten Öffnung verbleibt der für das Tragwerk verfügbare Raum, dessen Seitenteile von den beiden Widerlagern eingenommen werden, während in dem oberen in der Regel scharf begrenzten Teile das aus Balken und Platte bestehende und wagerecht verlaufende Tragwerk Platz finden muß.

Bei dem Entwurf der Widerlager ist zunächst zu erwägen, ob für diese Teile Eisenbetonkonstruktion oder aber ein massiver Körper aus Beton-, Bruchstein- oder

Ziegelmauerwerk verwendet werden soll. Die Widerlager aus Eisenbeton bieten den Vorteil des geringsten Materialaufwandes, sind also besonders dann zu empfehlen, wenn Kiessand und Feinschlag in nächster Umgebung nicht zu beschaffen und daher infolge der kostspieligen Anfuhr teuer sind. Sie können ferner biegungsfest ausgebildet werden, so daß die feste Verbindung mit dem Balken, wie z. B. bei den Portalbrücken, infolge der Einspannung eine Verringerung der Abmessungen derselben gestattet, was bei beschränkter Bauhöhe oft sehr willkommen sein kann. Dieser Vorteil kommt aber nur dann voll zur Geltung, wenn das Verhältnis der lichten Höhe zur lichten Weite nicht kleiner ist als $1:1^1/_2$, höchstens $1:2$.

Werden dagegen die Widerlager nicht aus Eisenbeton hergestellt, so sieht man in der Regel auch von einer biegungsfesten Verbindung mit den Balken ab. Nur bei Betonwiderlagern findet zuweilen eine Verankerung der Balkeneisen und dadurch eine Einspannung der Balkenenden statt. Solche massive volle Widerlagerkörper empfehlen sich besonders dann, wenn das Kiessand- und Steinmaterial sehr billig ist. Oft ist man auch zu ihrer Anwendung dadurch gezwungen, daß die Widerlager beträchtlich früher als die Eisenbetontafel, z. B. gleichzeitig mit der Dammschüttung, hergestellt werden müssen, wie es häufig bei Umbauten, besonders von Eisenbahnen der Fall ist. Endlich wird man auch bei schlechtem Baugrund, der ein verschiedenes starkes Setzen der beiden Widerlager befürchten läßt, gegen die Verwendung eines biegungsfesten Rahmens aus Eisenbeton Bedenken tragen und dafür lieber einen statisch bestimmt gelagerten, also von den Auflagerbedingungen unabhängigen Balken wählen.

3. Der Eisenbetonkörper im Längsschnitt und Querschnitt.

Am kürzesten und einfachsten läßt sich die Bemessung der Eisenbetonkörper an einem Beispiele erläutern. Hierzu diene eine einfache Balkenbrücke von 16,55 m Lichtweite.

a) Vorbedingungen der Aufgabe.

Zweck und Belastung der Brücke. Über einen nicht schiffbaren Fluß ist eine neu zu erbauende Landstraße zu führen. Die von der Brücke zu tragenden Lasten seien ein Wagen von 32 t Gesamtgewicht und Menschengedränge von 400 kg/m².

Die Brückenbahn wird im Querschnitt, wie Abb. 139 zeigt, angenommen mit der gegebenen lichten Breite der Brückenbahn des oberen Verkehrsweges von 12 m und einer Versteinungsstärke der Chaussierung von 0,25 m in der Fahrbahnmitte. Im Längsschnitt ist, wie Abb. 140 darstellt, mit Rücksicht auf die wagerechte Straßenstrecke, in welcher die Brücke liegt, innerhalb der Brückenlänge das Mindestgefälle 1 : 100 von der Brückenmitte nach den beiden Widerlagern zu eingeschaltet.

Durch diese Grundbedingungen und die notwendigen Annahmen ist die Oberfläche der Eisenbetontafel bestimmt begrenzt. Da für die wichtige Dichtung mittels eines Zementputzes und einer doppelten Asphaltschicht (vergl. S. 309) rund 2 cm zu rechnen sind und für das durch eine Ausgleichschicht herzustellende Quergefälle der Eisenbetontafel noch 3 cm erforderlich werden, so ergibt sich, wenn die Straßenordinate der Achse in Brückenmitte gleich 0,0 gesetzt wird, nach Abb. 139 für die Oberkante der Eisenbetontafel in Brückenmitte die um $(0{,}25 + 0{,}02 + 0{,}03) = 0{,}30$ m niedrigere Ordinate $-0{,}30$. Von dieser Kante ab fällt die Eisenbetonoberfläche satteldachförmig nach den beiden Widerlagern zu parallel zu der mit 1 : 100 geneigten Straßenoberfläche (Abb. 140).

Die Lage des unteren Verkehrsweges oder Wasserlaufs im Grundriß und Aufriß. Die lichte Weite, zwischen den Widerlagern gemessen,[1]) beträgt 16,55 m. Da bei diesem Beispiel infolge des hohen Straßendammes eine lichte Höhe von rund 2 m über dem höchsten Hochwasserstand vorhanden ist, während allgemein für abschwimmende Gegenstände nur 0,50 m gefordert wird, ist die Bauhöhe hier nicht beschränkt, sondern kann beliebig und wirtschaftlich günstig bemessen werden. Dagegen ist bei der Ausbildung des Lehrgerüstes für ein möglichst freies Durchflußprofil für den reißenden Gebirgsfluß Sorge zu tragen.

Die **Widerlager** sind hier gleichzeitig mit der Dammschüttung aufgeführt worden, und zwar aus dem in den Felseinschnitten der neuen Straße gewonnenen Bruchsteinen.

b) Wahl der Grundform im Längsschnitt[2]).

Da die Widerlager bereits vorhanden sind, scheiden die Rahmen, eingespannten Ausleger und Bogenbalkenträger ohne weiteres aus. Um die große Stützweite zu

Abb. 139.

verringern, wäre eine Mittelstütze sehr erwünscht. Diese ist jedoch mit Rücksicht auf den Gebirgsfluß nicht statthaft. Es bleibt somit als einzige Grundform nur der einfache Balken auf zwei Stützen übrig.

c) Ermittlung der Grundmaße für den Eisenbetonkörper.

Um das Eigengewicht bestimmen zu können, ist es erforderlich, eine Skizze des Brückenquerschnitts und Längsschnitts aufzutragen. Die hierzu erforderlichen Grundmaße sind unter Berücksichtigung der unter a) gegebenen Grundbedingungen dieser besonderen Aufgabe und vor allem der in Abschnitt D erörterten allgemein üblichen Grundgrößen folgendermaßen anzunehmen:

Die **Stützweite** ergibt sich aus der Lichtweite $\overline{LW}$ zu

$$l = \overline{LW} + 2\,e,$$

wobei nach Formel 1 (S. 278)

$$e = 0{,}20 + 0{,}015 \cdot \overline{LW},$$

für $\overline{LW} = 16{,}55$ m, hier $e = 0{,}448$ m und somit $l = 16{,}55 + 2 \cdot 0{,}45 = 17{,}45$ m wird.

[1]) Bei schiefen Brücken empfiehlt es sich, um Verwechslungen zu vermeiden, sowohl die senkrecht zu den Widerlagern als auch die längs der Fahrbahnachse oder längs der Stirn gemessene Lichtweite anzugeben.

[2]) Hierbei sind die im Abschnitt B geschilderten Vorteile und Nachteile der einzelnen Grundformen zu berücksichtigen.

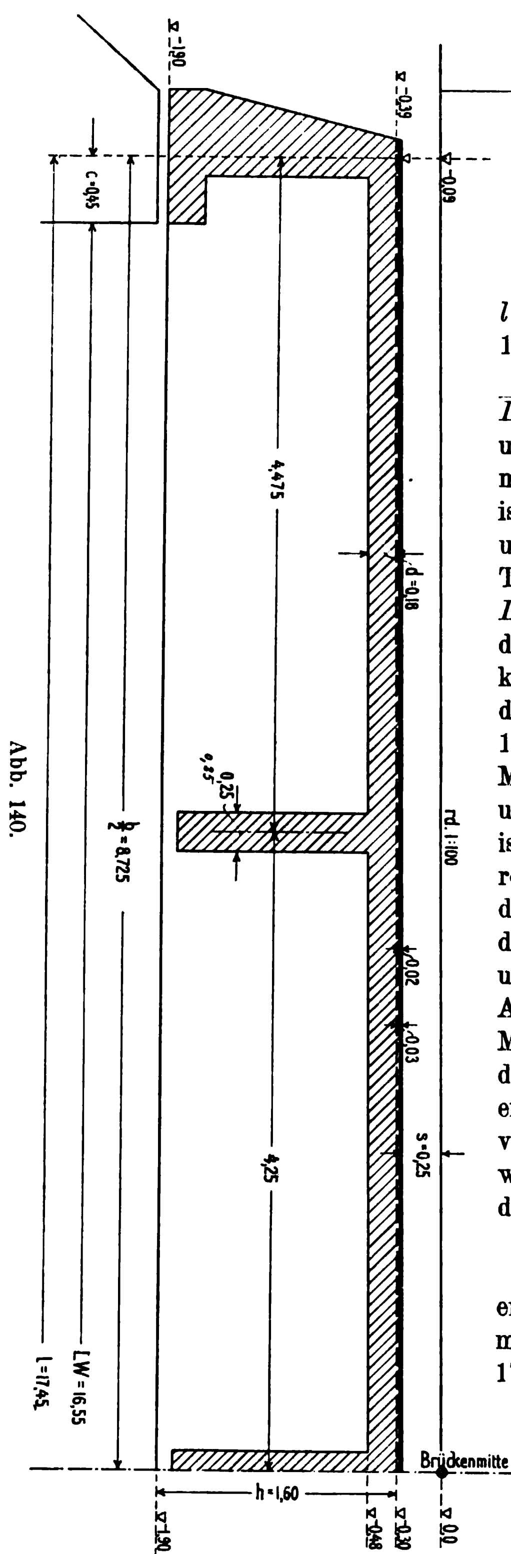


Abb. 140.

Im Brückenlängsschnitt ist nunmehr die Balkenhöhe h im Verhältnis zu l zu wählen. Nach S. 289 schwanken für einfache Träger die Werte $l:h$ zwischen 10 und 14 um den Mittelwert 12. Da hier die Bauhöhe nicht beschränkt ist, empfiehlt es sich mit Rücksicht auf die große Stützweite, sogleich eine reichliche Trägerhöhe, und zwar nach dem Verhältnis $l:h = 11$ das Maß $h = 17{,}45 : 11 = 1{,}59$, rund 1,60 m zu wählen.

Im Brückenquerschnitt ist die lichte Breite $\overline{LB} = 12$ m gegeben. Um den Balkenabstand a und die Auskragung c festzusetzen, beachte man, daß nach S. 289 im Mittel $c = 0{,}30 \cdot a$ ist, während sich die Grenzwerte für a zu 1,25 und 1,80 m und der Mittelwert 1,50 m ergeben. Teilt man nun versuchsweise die lichte Breite $\overline{LB} = 12$ m in $n = 6$, 7 bezw. 8 Felder und dividiert folglich mit Rücksicht auf die Auskragung von $0{,}3 \cdot a$ durch $(n + 2 \cdot 0{,}3)$, das ist durch 6,6, 7,6 bezw. 8,6, so erhält man $a = 1{,}82$, 1,58 bezw. 1,39 m. Welches von diesen drei Maßen in dem vorliegenden Falle die statisch und wirtschaftlich günstigste Anordnung ergibt, ist mit Sicherheit nur durch eine kurze Vergleichsrechnung zu entscheiden, die unten auf S. 308 durchgeführt wird, denn das Maß a ist zugleich die Plattenstützweite, sowie auch die Druckgurt- und Belastungsbreite des Balkens (S. 292). Ein Anhalt, um festzustellen, ob das zu wählende Maß a in einem Verhältnis zu l und h steht, das den üblichen Werten ausgeführter Brücken entspricht, bietet die zeichnerische Darstellung von $l:h$ und $l:a$ in Abb. 132 auf S. 293. Es wäre demnach derjenige Balkenabstand zu wählen, der dem sich aus der Gleichung

$$\frac{l}{h} = \frac{l}{a} + 5$$

ergebenden Werte für a am nächsten kommt. Da man in unserem Falle für $l:h = 11$ und $l = 17{,}45$ m aus dieser Gleichung $a = 2{,}90$ m erhält, anderseits aber nur Balkenabstände zwischen 1,25 und 2 m üblich sind, so sagt uns diese Beziehung, daß wir hier einen möglichst großen Wert für a zu wählen haben, also von den drei obenermittelten Balkenabständen den Wert $a = 1{,}82$ m.

Trägt man für das gewählte Maß $a = 1{,}82$ m den Wert $l : a = 9{,}6$, sowie $l : h = 11$ in die Abb. 132, S. 293 ein, so ergibt sich der Punkt A, während für die anderen Werte $a = 1{,}58$ und 1,39 m die entsprechenden Punkte beträchtlich weiter von der Schwerlinie der anderen Werte abliegen. Vergleicht man unser Beispiel mit den Brücken ähnlicher Stützweite, und zwar mit der 17,2 m weit gespannten Brücke über das Striegauer Wasser (Punkt IV) und der Bamberger Nonnenbrücke von 21,9 m Stützweite (Punkt 10), so ist zu bedenken, daß bei IV die Trägerhöhe von 1,20 m zu sehr beschränkt war und Nr. 16 als ein von den üblichen Werten etwas abweichender Fall anzusehen ist (S. 292). Allgemein darf man jedoch annehmen, daß für einfache Balkenbrücken mit Spannweiten von mehr als 15 m die Punkte der Abb. 132 in der Regel unter der Schwerlinie der übrigen Punkte liegen.

Es bleibt sodann für die beiderseitige Auskragung $c = {}^1/_2\,(12{,}0 - 6 \cdot 1{,}82) = 0{,}54$ m übrig.

Die Plattenstärke d liegt nach den üblichen Grundmaßen zwischen 0,10 und 0,20 m mit dem Mittelwert 0,15 m und sei hier zu 1 : 10 des Balkenabstandes, also $d = 0{,}18$ m angenommen. Da aber sodann $d : h = 1 : 10$ also außerordentlich klein wird, so sind versteifende Querträger unbedingt erforderlich.

Die Balkenbreite b_0 muß hier mit Rücksicht auf das an und für sich sehr große Eigengewicht möglichst klein gewählt werden. Die Grenzwerte (S. 289) sind für $b_0 : h = 1 : 1$ und $1 : 6$, davon das Mittel $1 : 2$, der Mittelwert für $b_0 = 0{,}35$ m. Es möge hier $b_0 = 0{,}35$ m, also $b_0 : h = 1 : 4{,}6$ gewählt werden. Wie bereits auf S. 294 erwähnt, ist es allerdings für $b_0 < 0{,}40$ m nicht mehr gut möglich, in den Schalungskasten der hohen Balken einzusteigen. Die Wände der Balken müssen daher, wie es bei den Säulen allgemein üblich ist, wenigstens auf der einen Seite erst mit fortschreitender Betonierung geschlossen werden.

Der Querträgerabstand. Da die Platte verhältnismäßig schwach und die Balken sehr hoch werden, empfiehlt es sich dringend, in diesem Falle Querträger anzuordnen, um möglichst viele Balken zur gleichmäßigen Durchbiegung zu zwingen und somit zur Mitarbeit heranzuziehen, sowie um gleichzeitig die Verdrehung derselben zu verhindern. Außer den Endquerträgern seien hier noch drei Querträger von 0,25 m Stärke angenommen, deren Abstand zu 17,55 : 4 = rund 4,35 m gewählt sein möge.

d) Zeichnerisches Auftragen der Grundmaße zu einer Entwurfsskizze.

Nachdem nunmehr die sämtlichen Grundmaße festgelegt worden sind, kann der Brückenquerschnitt, Längsschnitt und Grundriß am besten im Maßstabe 1 : 50 aufgetragen werden (Abb. 139 u. 140).

e) Statische und wirtschaftliche Bemessung der Plattenstärke und Balkenhöhe.

Die beiden wichtigen Höhenmaße, nämlich die Plattenstärke d und die Trägerhöhe h hängen vor allem von den Biegungsmomenten ab, welche eine Durchbiegung in der senkrechten Ebene erzeugen, und können daher besonders unter Zuhilfenahme der Belastungsgleichwerte bei der Bestimmung von h verhältnismäßig schnell berechnet werden. Dagegen ist die Bestimmung des besonders in der Nähe der Auflager bedeutsamen Einflusses der Querkräfte auf die beiden Grundmaße d und h erheblich zeitraubender. Es empfiehlt sich daher, die Erörterung betreffs der Scherspannungen bis zur ausführlichen Berechnung der Spannungen (Abschnitt F) aufzuschieben und sich

hier bei diesen vergleichenden Betrachtung auf die Bemessung nach den Biegungsmomenten zu beschränken.

Berechnung der statisch erforderlichen Plattenstärke mit Rücksicht auf die Biegungsbeanspruchungen.

Das Eigengewicht g der 0,25 m hohen Versteinung und der 0,18 m starken Platte beträgt

$$g = 0{,}25 \cdot 2000 + 0{,}18 \cdot 2400 = 932 \text{ kg/m}^2.$$

Hierzu kommt noch das Gewicht der Dichtungsschicht, so daß sich $g = \text{rd. } 950 \text{ kg/m}^2$ ergibt.

Die Verteilungsbreite für ein Rad des 32 t-Wagens mit 8,0 t Raddruck ist nach Formel 2 (S. 280)

$$v = t + 2s = 0{,}25 + 2 \cdot 0{,}25 = 0{,}75 \text{ m}$$

und die Verteilung senkrecht zur Plattenstützweite nach Formel 3 (S. 280)

$$v' = t' + 2s + 2d = 0{,}25 + 2 \cdot 0{,}25 + 2 \cdot 0{,}18 = 1{,}11 \text{ m}.$$

Betrachtet man die Platte als einen einfachen Balken auf zwei Stützen, so ergibt sich für einen Streifen von 1,0 m Breite der Auflagerdruck zu

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{1{,}0}{v'} \cdot 8{,}0 = 3{,}60 \text{ t}$$

und das Biegungsmoment in der Plattenmitte zu

$$\mathfrak{M}_p = A \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{v}{4}\right) = 3{,}60\,(0{,}91 - 0{,}19) = 25{,}92 \text{ tm} = 259\,200 \text{ kgcm}.$$

Nach den Erörterungen über die Plattenberechnung (Abschnitt F, II, 2) ist es für den Fall, daß Querträger in genügender Weise angeordnet werden, durchaus zulässig, für das Biegungsmoment in der Plattenmitte infolge des Eigengewichts volle Einspannung anzunehmen, also

$$M_g = \frac{ga^2}{24} = \frac{0{,}95 \cdot 1{,}82^2}{24} = 0{,}131 \text{ tm} = 13\,100 \text{ kgcm}$$

und für das Biegungsmoment der Verkehrslast zu setzen

$$M_p = \frac{2}{3}\mathfrak{M}_p = \frac{2}{3} \cdot 259\,200 \text{ kgcm} = 172\,800 \text{ kgcm},$$

so daß sich das gesamte Biegungsmoment zu

$$M = M_g + M_p = 185\,900 \text{ kgcm}$$

ergibt.

Die Plattenstärke erhält man dann nach der bekannten Dimensionierungsformel bei einer zulässigen Beanspruchung von $\sigma_e = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 1000 \text{ kg/cm}^2$ zu

$$d = 0{,}39\sqrt{M} + 1{,}5 = 0{,}39 \cdot \sqrt{185\,900} + 1{,}5 = 18{,}3 \text{ cm},$$

während oben von uns 18 cm angenommen worden sind.

Berechnung der statisch erforderlichen Plattenstärke mit Rücksicht auf die Druckgurtwirkung, sowie der statisch notwendigen und wirtschaftlich günstigsten Balkenhöhe.

Für die oben angenommenen Grundmaße $l = 17{,}45$ m, $h = 1{,}60$ m, $a = 1{,}82$ m, $d = 0{,}18$ m und $b_0 = 0{,}35$ m ergibt sich das auf das laufende Meter eines Balkens entfallende Eigengewicht

von der Versteinung und Platte:	$g \cdot a = 950 \cdot 1{,}82$	$= 1730$ kg/m
von der Rippe:	$2400 \cdot b_0 \cdot (h - d) = 2400 \cdot 035 \cdot (1{,}60 - 0{,}18)$	$= 1195$ „
	somit insgesamt zu g	$= 2925$ kg/m.

Um das größte Biegungsmoment rasch zu ermitteln, empfiehlt es sich, nach den Erörterungen des Abschnitts F, aus Übersicht XIV den Belastungsgleichwert p_m abzugreifen. Dieser Wert stellt die Größe der gleichmäßig verteilten Belastung dar, welche beim einfachen Balken auf zwei Stützen das ebenso große Biegungsmoment $M_m = \frac{p_m l^2}{8}$ hervorruft wie die betreffenden Verkehrslasten in der ungünstigsten Stellung.

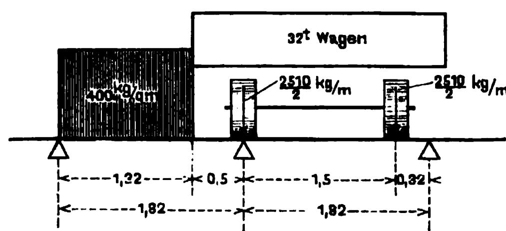


Abb. 141.

Für $l = 17{,}45$ m ergibt sich aus Übersicht XIV für den 30 t-Wagen der Wert $p_m = 2510$ kg/m; folglich ist für den 32 t-Wagen von gleichen Abmessungen und Menschengedränge von 400 kg/qm neben dem Wagen nach Abb. 141

$$p_m = \frac{32}{30} \cdot \frac{2510}{2} \cdot \left(1 + \frac{0{,}32}{1{,}82}\right) + 400 \cdot \frac{1{,}32^2}{2 \cdot 1{,}82} = 1580 + 190 = 1760 \text{ kg/m},$$

somit die gesamte Belastung

$$q = g + p_m = 2925 + 1770 = 4695 = \text{rd. } 4700 \text{ kg/m}$$

und das größte Biegungsmoment

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4700 \cdot 17{,}45^2}{8} \text{ tm} = 17\,900\,000 \text{ kg/cm}.$$

Bei der statisch wirksamen Balkenhöhe $h' = 160 - 7 = 153$ cm erhält man unter der Annahme, daß der Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt angenähert $\left(h' - \frac{d}{2}\right)$ beträgt

$$f_e' = \frac{M}{\sigma_e \cdot \left(h' - \frac{d}{2}\right)} = \frac{17\,900\,000}{1000\,(153 - 9)} = 124 \text{ cm}^2,$$

das gibt bei drei Schichten von je 5 Rundeisen als erforderliche Eiseneinlage 10 R.-E. 33 mm und 5 R.-E. 31 mm mit einem Eisenquerschnitt $f_e = \mathbf{123{,}2}$ cm².

Berechnet man nun die Beanspruchungen, welche sich bei diesen gewählten Abmessungen ergeben unter „Zugrundelegung der preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907“, so erhält man zunächst für

$$x = \frac{n f_e h' + \frac{1}{2} a d^2}{n f_e + a d} = \frac{(15 \cdot 123{,}2) \cdot 153 + (182 \cdot 18) \cdot \frac{18}{2}}{(15 \cdot 123{,}2) + (182 \cdot 18)} = 60{,}9 \text{ cm}$$

und

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2x - d)} = 61{,}3 - 9 + \frac{18 \cdot 18}{6\,(121{,}8 - 18)} = 52{,}4 \text{ cm}.$$

Es ergeben sich somit folgende Spannungen, und zwar zunächst zur Probe für die Richtigkeit der Rechnung

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\,(h' - x + y)} = \frac{17\,900\,000}{123{,}2\,(153 - 8{,}5)} = 1005 = \text{rd. } \mathbf{1000} \text{ kg/cm}^2$$

und sodann

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n\,(h' - x)} = 1005 \cdot \frac{61{,}3}{15 \cdot (153 - 61{,}3)} = \mathbf{44{,}5} \text{ kg/cm}^2.$$

Da im allgemeinen nach den Vorschriften nur $\sigma_b = 40$ kg/cm² als größte Druckbeanspruchung zugelassen wird, müssen die Grundmaße in geeigneter Weise abgeändert werden.[1]) Eine Verringerung der Druckbeanspruchung wird entweder durch eine Vergrößerung des Druckgurtes, also der Grundmaße d und a erreicht oder aber durch Einlegen von Eisen in die Druckzone (doppelt armierter Balken).

Um bei diesem Beispiele zu zeigen, welche Wirkung die Veränderung einer jeden dieser drei Grundgrößen auf die Druckbeanspruchung ausübt, wurde jeder dieser Werte nacheinander um rund 10 vH. erhöht und die Rechnung nochmals durchgeführt. Dabei ergaben sich bei einer Vergrößerung

der Deckenstärke auf . . $d = 0,20$ m $\sigma_b = 41,5$, also um 7 vH. vermindert
der Deckenhöhe „ . . $h = 1,75$ „ $\sigma_b = 40,7$, „ „ 9 „ „
bei einem oberen Eisenquerschnitte von $f_e = 0,10$ $f_e = 12,5$ cm² $\sigma_b = 41,8$, „ „ 7 „ „

Da eine Vergrößerung der Balkenhöhe wirtschaftlich und konstruktiv wenig günstig ist, wird der Vergrößerung der Plattenstärke der Vorzug gegeben und zur Beseitigung der kleinen Überschreitung in der Druckspannung die Balkenhöhe um nur 0,05 m erhöht, also auf $h = 1,65$ m, so daß sich die Werte $\sigma_b = 39,5$ kg/cm² und $\sigma_e = 970$ kg/cm² ergeben, die also innerhalb der zulässigen Grenzen liegen.

Es ist damit eine Lösung gefunden, welche den statischen Forderungen und auch den üblichen Grundgrößen entspricht. Weiter ist aber noch zu erörtern, ob diese Lösung auch die wirtschaftlich günstigste darstellt. Als eine andere Möglichkeit der Ausführung kommt die Anordnung mit einem Balkenabstand $a = 1,58$ m in Betracht (S. 305). Wählt man diesen Wert und behält $d = 0,20$ m bei, so ergeben sich für $h = 1,70$ m die in der folgenden Zusammenstellung unter 2 angegebenen Spannungswerte.

Nummer	d	h	a	f_e	σ_e	σ_b
1	0,20 m	1,65 m	1,82 m	123,2 cm²	970 kg/cm²	39,5 kg/cm²
2	0,20 „	1,70 „	1,58 „	108,0 „	1000 „	41,0 „
3	0,17 „	2,00 „	1,58 „	92,4 „	995 „	39,0 „

Als eine dritte Möglichkeit wurde noch der Fall 3 erörtert, daß man bei dem kleinen Balkenabstand $a = 1,58$ m mit einer möglichst kleinen Deckenstärke, und zwar $d = 0,17$ m, auszukommen sucht. Es ergibt sich jedoch dann eine ungewöhnlich große Balkenhöhe von 2,0 m als erforderlich, so daß das Verhältnis $d : h =$ rd. 1 : 12 wird.

Vergleicht man die Maßgrößen der beiden Lösungen 1 und 2, so erscheint es zunächst, als ob bei 2 eine Ersparnis an Eisen erzielt würde. Da aber infolge des kleinen Trägerabstandes ein Hauptträger mehr erforderlich ist, so wird die Ersparnis an sieben Trägern $7 \cdot (123,2 - 108) = 106,4$ cm² durch den Mehraufwand für den hinzukommenden Träger von 108 cm² wieder aufgehoben. Gegenüber dem erheblichen Mehrbedarf an Betonvolumen und Schalungsfläche kommt die kleine Ersparnis an Platteneisen infolge der geringeren Plattenstützweite nicht in Betracht.

[1]) Bei den hier nach Maßgabe der „Bestimmungen" angewendeten Formeln ist nur die Platte als Druckgurt gerechnet. Berücksichtigt man dagegen bei solchen hohen Balken die Druckspannungen, welche unzweifelhaft im oberen Teile des Steges auftreten, so läßt sich für die Werte σ_b eine wesentliche Verminderung der berechneten Spannungswerte erzielen, die unter Umständen über 10 vH. betragen kann.

Eher könnte die Lösung 3 wirtschaftlich günstiger als 1 erscheinen. Der Mehrbedarf von 3 an Betonvolumen infolge der Vergrößerung der Balkenhöhe um 0,30 m und der Balkenzahl von sieben auf acht Stück beträgt für 1 lfd. m der Brücke:

$$7 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}30 \cdot 1 + 0{,}35 \cdot (2 - 0{,}20) \cdot 1 = 1{,}36 \text{ m}^3,$$

die Ersparnis dagegen infolge der um 0,03 m kleineren Plattenstärke $0{,}03 \cdot 12 \cdot 1 = 0{,}36$ m³, so daß sich ein Mehraufwand von 1 m³ ergibt. Beim Eisen wird jedoch eine Ersparnis von

$$7 \cdot (123{,}2 - 92{,}4) - 92{,}4 = 123 \text{ cm}^2$$

im Brückenquerschnitt, oder angenähert 123 kg für 1 lfd. m Brücke erzielt.[1]) Endlich kommt noch hinzu infolge der Erhöhung und Vermehrung der Balken eine Vermehrung der Schalungsfläche um

$$2 \cdot 7 \cdot 0{,}30 \cdot 1 + 2 \cdot (2 - 1{,}65) \cdot 1 = 4{,}9 \text{ m}^2.$$

Nimmt man allgemein als Kosten für das Material und den Arbeitslohn für 1 m³ Beton 30 Mark, für 1 kg Eisen 0,25 Mark und für 1 m² Schalung 2 Mark an, wobei naturgemäß im besonderen Falle die wirklich maßgebenden Preise, welche von den örtlichen Verhältnissen abhängen, einzusetzen sind, so ergibt sich bei der Lösung 3 für 1 lfd. m Brücke ein gesamter Mehraufwand von

$$1 \text{ m}^3 \cdot 30 \text{ Mark/m}^3 + 4{,}9 \text{ m}^2 \cdot 2 \text{ Mark/m}^2 = 39{,}8 \text{ Mark}$$

gegenüber einer Ersparnis von 123 kg · 0,25 Mark/kg = 30,8 Mark, so daß man eine Verteuerung von rund 9 Mark erhält.

Diese Betrachtung über die Wirtschaftlichkeit dieser verschiedenen Lösungen führt somit zu dem Ergebnis, daß die gewählte Lösung 1, welche den üblichen Grundgrößen am besten entspricht, auch die wirtschaftlich günstigste ist, abgesehen davon, daß sie auch vom konstruktiven Standpunkt aus betrachtet, der Lösung 3 mit den überaus hohen Balken vorzuziehen sein würde.

II. Grundsätze und Einzelheiten für die Konstruktion.

Die bisher betrachteten Abmessungen, welche zunächst beim Aufzeichnen des Entwurfs zu ermitteln sind, waren fast ausschließlich von statischen Erwägungen abhängig. Außer diesen müssen aber beim Entwerfen auch die Einflüsse der Atmosphäre berücksichtigt werden, in welcher wir bauen. Diese bestehen in den Wirkungen des Wassers, der Wärme und der Luft. Solche physikalischen Einflüsse lassen sich nicht rechnerisch exakt ermitteln und erscheinen daher dem Neuling oft weniger reizvoll. Sie sind vielmehr nur auf Grund von Beobachtungen und Erfahrungen zusammenzustellen und hängen von der Eigenart und der Herstellung des Baustoffs und seinem Verhalten in der Atmosphäre ab. In Anbetracht des geringen Alters der Eisenbetonbrücken können heute nur Hinweise auf die Bedeutung dieser Wirkungen gegeben werden, während es als die Aufgabe der zur Ausführung und Unterhaltung dieser Bauwerke berufenen Ingenieure bezeichnet werden muß, grundlegende Erfahrungen auf diesem neuen Gebiete zu sammeln, was für die Entwurfsaufstellung ebenso wichtig ist wie die statischen Beziehungen.

1. Entwässerung und Dichtung.

Der größte Feind aller Ingenieurbauten ist das Wasser. Es gilt daher, besonders auch für die Brückenbauten, das atmosphärische Wasser von den tragenden Teilen

[1]) Für überschlägige Rechnungen ist es empfehlenswert, auf 1 cm² Eisenquerschnitt mit Rücksicht auf die Bügel, die Abbiegungen und den Verschnitt aller Eiseneinlagen anstatt des genauen Wertes von 0,785 kg als erforderliches Eisengewicht rd. 1,0 kg für 1 cm² Eisenquerschnitt und 1 lfd. m Brücke zu rechnen.

fernzuhalten, soweit es aber trotzdem durch die Versteinungsschicht einsickert, so rasch als möglich wegzuleiten. Dies geschieht dadurch, daß man der Oberfläche der Eisenbetontafel ein Gefälle nach den Seiten und nach den Widerlagern zu gibt, und dadurch, daß man bei langen Brücken das Wasser durch Löcher, welche in der Fahrbahntafel (Abb. 135) oder in den Zwischenpfeilern ausgespart werden, unmittelbar ins Freie führt. Diese Neigung der Oberfläche nach den Widerlagern zu kann bei Brücken mit einer Öffnung oder auch bei durchgehenden Balken mit zwei Öffnungen vorteilhaft auch für die in der Brückenmitte aus statischen Gründen erforderliche größere Balkenhöhe ausgenutzt werden (vergl. S. 226).

Wohl zu beachten ist aber die Forderung, daß man sich nicht damit begnügen darf, das Wasser hinter die Widerlager zu führen, sondern auch für dessen weiteren Abfluß sorgen muß, da andernfalls, besonders bei lettigem und tonigem Untergrunde, die Standsicherheit der Widerlager gefährdet werden kann. Dies gilt besonders für diejenigen Grundformen, z. B. die Rahmen- und Bogenbalkenbrücken, bei denen, wie bei einer Stützmauer, ein etwaiges Gleiten auf der wagerechten Bodenfläche schädlich ist. Unter besonders schwierigen Verhältnissen hat man sogar eine vollständig ausgebildete Entwässerungsanlage ausbauen müssen, um das Wasser von der Brücke wegzuleiten. Außer diesen äußerst wichtigen Vorkehrungen zur Entwässerung einer Brücke bedarf es aber noch eines Schutzes der Eisenbetonkörper vermittels der sogenannten „Dichtung“, um zu verhindern, daß das Wasser in dieselben eindringt. Denn der Beton selbst ist bekanntlich nicht wasserdicht, sondern vielmehr wasserdurchlässig wie ein allerdings sehr feines Sieb. Die Wasserdurchlässigkeit wächst mit fortschreitender Erhärtung, also bei jedem Betonkörper mit zunehmendem Alter. Ferner hängt die Durchlässigkeit besonders von dem Gehalt an Zement ab. Je fetter der Beton ist, um so weniger läßt er Wasser durch. Da bei Eisenbetonbauten vor allem die Eiseneinlagen vor dem Wasser zu schützen sind, so empfiehlt es sich, diese in einem möglichst fetten Mörtelbett zu verlegen. Das wirksamste Mittel gegen das Eindringen von Wasser ist ein gut ausgeführter Zementmörtelputz auf der Oberfläche des Eisenbetonkörpers, und zwar von 1 bis 2 cm Stärke. Anstatt dessen wird des öfteren auch ein Anstrich mit Siderosthen oder ähnlichen Präparaten verwendet.

Der sonst zur Dichtung völlig genügende Zementmörtelputz hat nur den einen Nachteil, daß er wegen seines großen Zementgehalts beim Erhärten in der Luft stark schwindet und daher, sowie infolge der durch Wärmewirkungen hervorgerufenen Bewegungen der Brückenteile und infolge der Stoßwirkungen der bewegten Lasten leicht Risse bekommt. Es bedarf daher noch eines zähen Dichtungsmaterials zum Schutze des Zementputzes. Bei der Wichtigkeit dieser Fragen seien die bekannten bewährten Mittel hier ausführlich aufgezählt.

Das einfachste und billigste Mittel ist ein mindestens zweimal aufzubringender heißer Anstrich der Oberflächen mit Goudron oder einem der neuen patentierten Asphaltpräparate, die zum Teil, wie z. B. Préeolith, infolge des mit Öl aufgelösten Asphaltes den Vorzug haben, daß sie das Anstreichen im kalten Zustande gestatten. Der zumeist verwendete Goudron, der bekanntlich in einer Mischung zur Hälfte von echtem Goudron und zur anderen Hälfte von künstlichem Goudron besteht, wird dagegen in warmem Zustande aufgebracht und ist daher auch bei kaltem Wetter gut verwendbar (Preis 0,50 bis 1 Mark f. 1 m²).[1])

[1]) Die hier angeführten Preisangaben sollen nur zu einem Kostenvergleich der verschiedenen Ausführungsarten dienen. Die Anschlagspreise für einen bestimmten Ausführungsfall sind naturgemäß je nach den örtlichen Verhältnissen, der Lage und dem Umfange des Bauwerks sehr schwankend.

Einfaches Jutegewebe mit beiderseitigem, heißem Goudronanstrich ist besonders geeignet für senkrechte oder stark geneigte Flächen, an denen Pappe oder Filzbelag schwer haftet und infolge des großen Gewichts leicht abrutscht (Preis 1 bis 1,20 Mark für 2 m²).

Das doppelte Jutegewebe mit einer oberen, einer dazwischenliegenden und einer unteren Schicht aus heißem Goudron gewährt natürlich eine noch größere Sicherheit als das vorher genannte Gewebe (Preis 1,50 bis 1,75 Mark für 1 m²).

Der einfache Asphaltfilzbelag, ein mit Asphalt getränkter Filz, der in 2,5 mm Stärke aus Flachs und Wollfasern hergestellt wird, ist empfehlenswert für wenig geneigte Flächen, wogegen für senkrechte Flächen Jute besser geeignet ist (Preis 1,10 bis 1,30 Mark für 1 m²).

Der doppelte Asphaltfilzbelag in 3 bis 4 mm Stärke (Preis 1,70 bis 2 Mark für 1 m²).

Die einfache ungesandete Asphaltpappe ist gewöhnliche Dachpappe von 1 bis $1^1/_2$ mm Stärke und verhält sich in der Verwendung und Wirkung genau wie der Asphaltfilz, ist jedoch etwas empfindlicher und weniger fest, klebt aber dafür besonders gut an (Preis 1 bis 1,20 Mark für 1 m²).

Die doppelte ungesandete Asphaltpappe desgl. (Preis 1,50 bis 1,80 Mark für 1 m²).

Die Siebelschen Bleiplatten gelten bisher als beste aber auch teuerste Dichtung. Zwischen den mit Asphaltanstrich versehenen Papplagen befinden sich abwechselnd dünne Bleieinlagen von nur rund 0,2 mm Stärke. Diese sogenannten Bleiplatten müssen ebenfalls aufgeklebt werden. Zu beachten ist besonders, daß an den Stoßstellen die Bleieinlage bloßgelegt, mit 6 cm Überdeckung übereinander gelegt und sodann die Papplagen darauf wieder geschlossen werden (Preis 3,50 bis 6 Mark für 1 m²).

Allgemein ist noch zu bemerken, daß es einer besonderen Vorsicht bedarf bei Verwendung von scharfkantigem Klarschlag zur Überfüllung oder von Bruchsteinen zur Hinterpackung. Sobald die scharfen Steine infolge des Setzens und anderer Bewegungen in das Dichtungsmaterial einschneiden, entstehen leicht Risse, so daß dann trotz sonstiger größter Sorgfalt keine dichte Brückenoberfläche zu erzielen ist. Es wird daher in solchen Fällen das Dichtungsmaterial erst sorgfältig mit einer Schicht von nicht scharfkantigen Kiessteinen oder auch mit einem Lattenrost bedeckt.

Da von der Güte der Entwässerung und Dichtung nicht nur das Ansehen, sondern vor allem auch die Lebensdauer einer Brücke abhängt, kann auf eine sorgfältige Behandlung dieser Frage nicht genug Gewicht gelegt werden.

2. Trennungsfugen, Lagerung und Fahrbahnabschlüsse.

Außer dem Wasser sind die Brücken auch dem Einfluß der schwankenden Wärme ausgesetzt. Eine Erwärmung der Brücke findet abgesehen von Brandunfällen nur durch der strahlende Wärme der Sonne statt und eine Abkühlung durch Verdunstung und durch die Kälte der Luft. Die Erwärmung während des Tages, der meist eine Abkühlung in der Nacht folgt, erscheint weniger gefährlich als die anhaltende Kälte im Winter, welche oft deutlich sichtbare Risse hervorruft. Der Ausdehnungskoeffizient α des Betons für 100° C. kann bekanntlich auf Grund von Versuchen[1]) mit $100\,\alpha = 1:800$ angenommen werden.

[1]) Für Stabeisen fand Bouniceau 1865 $100\,\alpha = 0{,}001\,285$ oder $1:810$.
Für Flußeisen gilt allgemein $100\,\alpha = 0{,}001\,176$ oder $1:850$.
Nach Versuchen von Dyckerhoff & Widmann ergab sich $100\,\alpha$ für Beton von 1 Jahr Alter:

für Wärmeschwankungen	von — 12° bis + 20° C.	und für + 20° bis + 38° C.
bei 1 : $1^1/_2$: 2,8 (Kiessteine)	1 : 803	1 : 950
„ 1 : $2^1/_2$: 4,6 „	1 : 803	1 : 970
„ 1 : 3,8 : 7	1 : 800	1 : 974

Berechnet man nun für einen Stab von beliebiger Länge, der um 1° erwärmt wird, die dabei entstehende Druckbeanspruchung unter der Voraussetzung, daß er mit beiden Enden gegen vollkommen feste Widerlager stößt, so ergibt sich bei einem mittleren Elastizitätsmodul $E = 140\,000$ kg/cm² nach dem Hookeschen Gesetz $\sigma = \alpha E$ $= \frac{1}{100 \cdot 800} \cdot 140\,000 = 1{,}75$ kg/cm². Nimmt man an, daß die Herstellung bei einer mittleren Temperatur von 10° C. erfolgt ist, so beträgt der Unterschied im Sommer und Winter ungefähr $+ -$ 30° C. Es würde sich somit nach dieser Rechnungsweise ähnlich den Berechnungen im Eisenbrückenbau als größte Druck- bezw. Zugbeanspruchung des Stabes $\sigma = \pm 52{,}5$ kg/cm² infolge der Wärmeschwankung ergeben. — Aus der Größe dieser Kraft, die sich für den ganzen mehrere m² großen Brückenquerschnitt zu berechnen wäre, ersieht man ohne weiteres, daß kein Widerlager einer Balkenbrücke derartigen Kräften zu widerstehen vermag und daher Bewegungen des Widerlagers unausbleiblich sind. Damit wäre aber die Voraussetzung vollkommen fester Widerlager hinfällig. Folglich würde auch die berechnete Beanspruchung niemals auftreten, da sie selbstverständlich nicht größer sein kann, als der Widerstand der Widerlager bedingt. Ferner ist noch zu bedenken, daß infolge der geringen Wärmeleitung eines Betonkörpers mit diesen äußersten Temperaturen nicht für den ganzen Körper gerechnet werden darf, abgesehen davon, daß an Stelle des Hookeschen Proportionalitätsgesetzes irgend ein Potenzgesetz für die wachsenden Spannungen gilt, wodurch sich auch schon etwas kleinere Werte ergeben würden. Das geringe Wärmeleitungsvermögen des Betons ist eine Eigenschaft, die häufig nicht genug gewürdigt wird.

Unter Wärmeleitung kann man sich die Geschwindigkeit vorstellen, mit welcher der Wärmestrom im Körper vorwärts dringt. Dieser findet, wenn er von außen auf den Eisenbetonkörper trifft, zunächst in dem umhüllenden Beton einen erheblichen Widerstand, dringt dann bis zum Eisen vor und wird nunmehr rasch wie das Wasser einer Rohrleitung durch die Eiseneinlage auf ihre ganze Länge geleitet. Je größer der Umfang der Eisen ist, um so größer ist der Widerstand gegen die Wärmeleitung und umsomehr findet durch den umhüllenden kalten Beton eine Abkühlung des erwärmten Eisens statt, so daß die Wärmewelle, welche z. B. von der bestrahlten Stirnfläche einer Brücke ausgeht, sich bald im Beton verläuft und nur durch die Eiseneinlagen tiefer in die Tafel eindringt. Nach dieser Betrachtung ist es übrigens auch erklärlich, daß sich bei Brandproben schwache Rundeiseneinlagen, welche den Betonkörper wie dünne Fasern durchsetzen, besser bewähren müssen als Walzeisen mit großem Querschnitt.

Wegen der schlechten Wärmeleitung des Betons ist eine Erwärmung einer größeren Eisenbetontafel, deren Oberfläche gegen unmittelbare Bestrahlung meist noch durch die Versteinung geschützt ist, infolge der nur während weniger Tagesstunden wirksamen Sonnenbestrahlung um 30 ° C. kaum möglich. Dagegen kann bei andauernder Kälte doch eine beträchtliche Zusammenziehung eintreten, die sich, falls keine Vorkehrungen getroffen sind, durch Risse äußert. Leider liegen unseres Wissens derartige, sehr wünschenswerte genaue Untersuchungen und Beobachtungen an Eisenbetonbrücken noch nicht vor. Es empfiehlt sich deshalb, Trennungsfugen bei längeren Brücken vorzusehen, denn letztere liegen häufig in Talmulden und sind daher, wie die häufigen Klagen der Fußgänger beweisen, viel mehr dem Zugwind und der Kälte ausgesetzt, als z. B. die geschlossenen Fachwerkbauten aus Eisenbeton, bei denen man, abgesehen von den Dächern, über die Notwendigkeit der Trennungsfugen zur Zeit noch geteilter

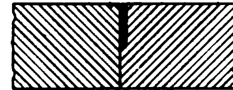
Ansicht ist. Wichtig ist vor allem auch die Anordnung von Trennungsfugen bei Brückenbrüstungen und Schutzwänden, welche durch ihre freie Lage über der Fahrbahn weit stärkeren Wärmeschwankungen unterliegen und die Fahrbahntafel auch wegen der meist geringen Stärke von der Wärme und Kälte viel rascher durchdrungen werden.

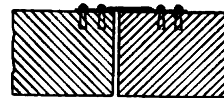
Eine zweite Ursache, welche die Anordnung von Trennungsfugen nötig erscheinen läßt, vielleicht noch im höheren Maße als die Wärmewirkung, ist das Schwinden des Betons beim Erhärten an der Luft. Die allen Mauerwerkarten gemeinsame Eigenschaft, sich im Wasser auszudehnen, beim Erhärten in der Luft sich dagegen zusammenzuziehen, ist besonders auch beim Beton vorhanden, und zwar um so stärker, je mehr Zement er enthält. Nach Versuchen von Dyckerhoff u. Widmann betrug das Schwinden beim Erhärten in der Luft für Betonkörper von 1 Jahr Alter

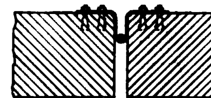
bei einer Mischung $1:1^1/_2:2{,}8$ (Kiessteine) $\beta = 0{,}0000557$,
„ „ „ $1:2^1/_2:4{,}6$ („) $\beta = 0{,}0000794$,
„ „ „ $1:3{,}8:7$ („) $\beta = 0{,}0000583$.

Dem ungünstigen Umstande, daß man bei Eisenbetonbauten fettere Mischungen verwendet als im Betonbau, steht aber der große Vorteil der Eiseneinlagen gegenüber, der allein schon für ihre Daseinsberechtigung genügen würde, nämlich die Zusammenziehung des Betons zu mäßigen, auszugleichen und dadurch Risse möglichst zu verhindern. Da jedoch die Brücken meist dem raschen Austrocknen durch Luftzug und Erwärmung, wodurch das starke Schwinden befördert wird, besonders ausgesetzt sind, müssen bei der Ausführung zur Vermeidung von Schwindrissen ebenfalls Trennungsfugen vorgesehen werden.

Diese infolge der Wärme- und der Luftwirkung erforderlichen Trennungsfugen sind zum Abhalten der Feuchtigkeit mit besonderer Sorgfalt zu dichten. Dies kann durch Einlegen eines Teerstricks (Abb. 142), ferner durch eine Überdeckung von zwei Zinkblechstreifen geschehen (Abb. 143) oder durch eine schleifenartige Ausbildung derselben mit einem eingelegten Teerstrick (Abb. 144).


Abb. 142.


Abb. 143.


Abb. 144.

Betreffs des größten, zulässigen Abstandes der Trennungsfugen können die Erfahrungen im Betonbau einen Anhalt geben. In Amerika führt man nach Christophe (Der Eisenbetonbau, S. 538) heute bei Betonbauten von einer größeren Länge als 30 m meist Trennungsfugen in einem Abstand von 7,5 m aus. Dies deckt sich mit den auch bei zahlreichen Betonbauten in Deutschland gemachten Erfahrungen, nach denen ein Abstand von 10 m nicht überschritten wird. Bei Brückenbauten von größerer Länge aus Eisenbeton darf man daher in entsprechender Weise nach den gegenwärtigen Anschauungen als größten empfehlenswerten Abstand der Trennungsfugen 20 bis 25 m annehmen. Die größten üblichen Längen eines ungeteilten Brückenkörpers aus Eisenbeton von 40 bis 50 m sind bei den durchlaufenden Balken zu finden (vergl. S. 238). Dieses Maß ist natürlich wesentlich von den besonderen klimatischen Verhältnissen abhängig, die durch die mittleren Temperaturen des Sommers oder Winters gekennzeichnet sind. Es wird daher sehr verschieden sein für Gegenden mit ausgesprochenem Landklima, in dem die mittlere Wärme innerhalb weiter Grenzen schwankt, gegenüber solchen mit ausgesprochenem Seeklima, also nahezu gleichbleibender Wärme. Auch

der Umstand, ob eine kräftige Versteinung als Wärmeschutz der Fahrbahntafel vorhanden ist oder nicht, kommt in Betracht.

Die Frage, an welchen Stellen die Trennungsfugen anzuordnen sind, hängt oft mit der Wahl der statischen Grundform eng zusammen. Im allgemeinen soll man die Fugen dort anordnen, wo Risse zu befürchten sind, z. B. zwischen statisch verschieden wirkenden Teilen, die auch wesentlich verschiedene Formänderungen erleiden, an einspringenden Ecken auf Grund der Erfahrungen an anderen Körpern von ähnlicher Herstellungsart, wie z. B. bei Gußkörpern, ebenso auch zwischen Eisenbetonkörpern von wesentlich verschiedener Stärke, da diese verschieden stark schwinden und die Wärme verschieden schnell leiten.

Die Lager haben vor allem die Aufgabe, den senkrechten Kraftstrom aus der Fahrbahntafel in die Widerlager oder Pfeiler zu führen. Sie müssen ferner bei der Durchbiegung der Balken, die infolge einer jeden Belastung entsteht, eine Verdrehung der Balkenenden zulassen, und schließlich sollen sie bei größeren Brücken auch eine wagerechte Verschiebung der Balkenenden infolge der Wärmewirkung gestatten.

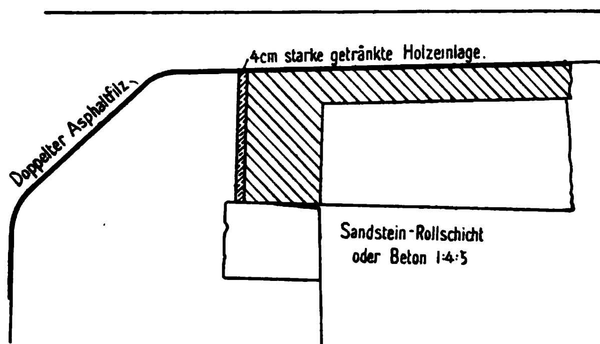


Abb. 145.

Bei kleineren Brücken bis 8 m oder auch 10 m Stützweite legt man die Balken der Fahrbahntafel in einfachster Weise auf die Widerlager, ohne besondere Lager auszubilden. Oft werden dabei die Balkenenden durch einen Endquerträger verbunden, der auf seine ganze Länge auf dem Widerlager ruht und die Balkendrücke gleichmäßig verteilt. Es empfiehlt sich jedoch, um ein Abspringen der Vorderkante des Auflagers zu vermeiden, was infolge des erhöhten Kantendrucks bei einer Durchbiegung der Balken eintreten könnte, den Druckmittelpunkt genügend weit von der Innenkante abzurücken und die Lagerfläche etwas abzurunden, wie Abb. 145 zeigt. Sie ist vorteilhaft vor dem Betonieren der Eisenbetontafel wagerecht und eben abzugleichen, z. B. mit Kalkmörtel, welcher sich später leicht entfernen läßt oder von selbst herausgepreßt wird.

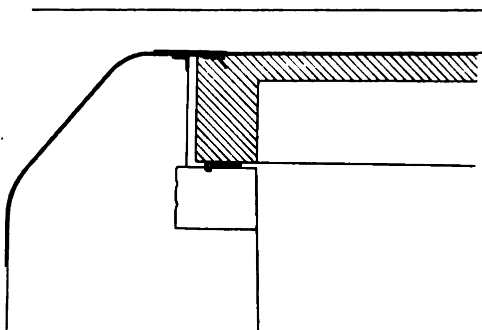


Abb. 146.

Da aber bei diesen festen Lagern eine Verschiebung in der Lagerfuge wegen der großen Reibung schwer eintreten kann, liegt die Gefahr vor, daß das Widerlager wie ein Körper wirkt, der fest mit den Balken verbunden ist. Eine Durchbiegung der Balken führt daher eine Verdrehung des Widerlagers herbei und bewirkt dann eine Erhöhung des Bodendrucks an den Rändern der Grundfläche. Bei größeren Stützweiten legt man daher die Balken einzeln auf eiserne Lagerplatten (Abb. 146), um die Flächenreibung zu vermindern. Die Reibung kann durch Anwendung von je zwei aufeinander schleifenden eisernen Reibplatten (Abb. 147) noch wesentlich verringert

werden, da sich der Reibungskoeffizient des Festlagers zu dem des Gleitlagers mit einer bezw. mit zwei Platten, d. i. der Reibungswinkel von Beton auf Beton zu dem von Eisen auf Beton bezw. zu dem von Eisen auf Eisen, ungefähr wie 0,75 : 0,45 : 0,15 = 5 : 3 : 1 verhält.

Falls man jedoch besonders bei hohen und schlanken Pfeilern eine unbedingte Sicherheit für das Wirken der Lagerverschiebung haben will, so wendet man Rollenlager an. Die erste Brücke mit solchen Rollenlagern ist 1906 in Plochingen von H. Rek, Stuttgart ausgeführt worden.

Da aber die dauernde Wirkung der Rollenlager in diesen Fällen eine Voraussetzung für die klare Kraftwirkung im Balken bildet, muß auf ihre Ausbildung und

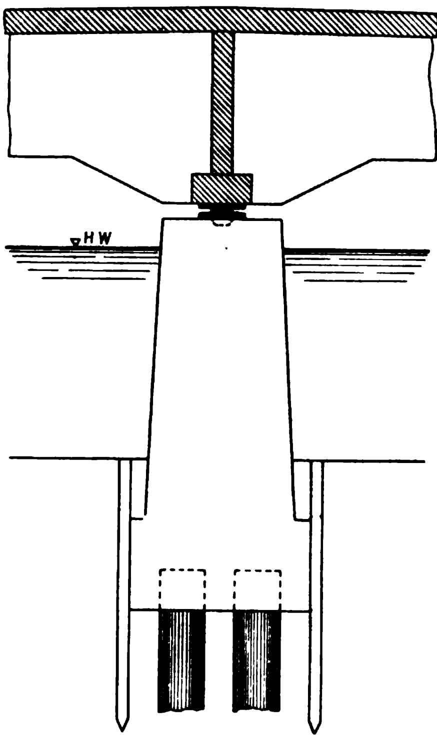


Abb. 147.

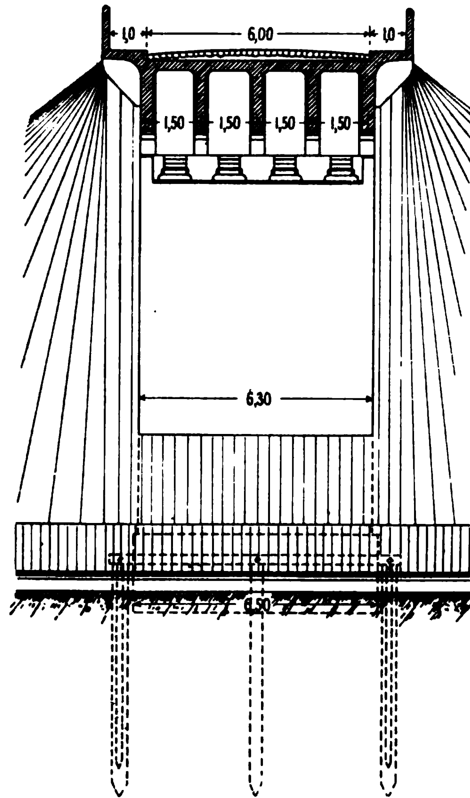


Abb. 148.

Unterhaltung dieselbe Sorgfalt verwendet werden wie bei den eisernen Brücken. Vor allem ist auch auf die bequeme Zugänglichkeit der Lager Gewicht zu legen.

Endlich können auch eiserne Kipplager angeordnet werden, um die Stützkräfte der Balken möglichst genau senkrecht in die Widerlager zu führen, was besonders bei stark geneigten Trägern, wie z. B. bei der Montbrillant-Brücke in Lausanne (s. Beispiel 6, Abschnitt H), wichtig ist.

Dabei sei noch darauf hingewiesen, daß die beiden nachstehenden Forderungen, die man für eiserne Brücken betreffs der Lager stellt, auch für Eisenbetonbrücken sinngemäße Anwendung finden müssen. Die Druckbeanspruchung in der Mörtelfuge des Lagers soll 25 kg/cm^2 nicht überschreiten, wonach die Größe der Lagerflächen zu bestimmen ist.

Ferner soll der Druckpunkt des Lagers um tunlichst 0,35 bis 0,50 m von der Vorderkante des Mauerwerks zurückstehen, um eine zu starke Kantenpressung im Widerlager- oder Pfeilermauerwerk zu vermeiden und um auch in der Aufstandsfläche des Widerlagers die Mittelkraft möglichst nach der Mitte der Bodenfuge zu drängen. Diese Forderung, welche zunächst etwas weitgehend erscheint, ergibt zwar eine Vergrößerung der Stützweite von rechnerisch genau bestimmbarem Werte; sie bietet jedoch für die Standfestigkeit der Widerlager einen erwünschten Sicherheitsgrad gegenüber den oft recht zweifelhaften Annahmen für den Bodendruck und den Erddruck. Als Mindestmaß des Lagerabstandes dürfte der nach der Formel $e = 0{,}20 + 0{,}015\,\overline{LW}$ (Gleichung 1 S. 278) sich ergebende Wert anzusehen sein.

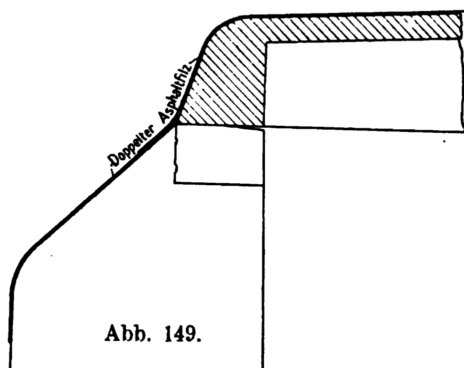


Abb. 149.

Betreffs der Anordnung der einzelnen Lager im Brückenquerschnitt ist zu bemerken, daß in der Regel unter jedem Balken ein Lager vorgesehen wird, um den Stützendruck des Balkens auf dem kürzesten Wege in das Widerlager zu leiten. Eine Abweichung von dieser üblichen Ausführungsweise zeigt Abb. 148, bei der man das Bestreben hatte, die Breite der sehr hohen Pfeiler möglichst einzuschränken. Um zu vermeiden, daß die beiden äußeren Lager hart an die Pfeilerkante zu stehen kommen, wurden sie in der Mitte zwischen den Balken angeordnet und ein genügend steifer Endquerträger zur Lastübertragung vorgesehen. Unter Umständen können wie bei den eisernen Brücken auch Einzellager von noch geringerer Anzahl als bei diesem Beispiel in Frage kommen. Dabei ist zu bedenken, daß eine Unterstützung auf nur zwei Lagern statisch klarer ist als die Lastübertragung durch eine größere Anzahl von Lagern, deren Wirksamkeit von ihrer Höhenlage, also von der Güte ihrer Ausführung und vom zuverlässigen Untergießen derselben wesentlich abhängt.

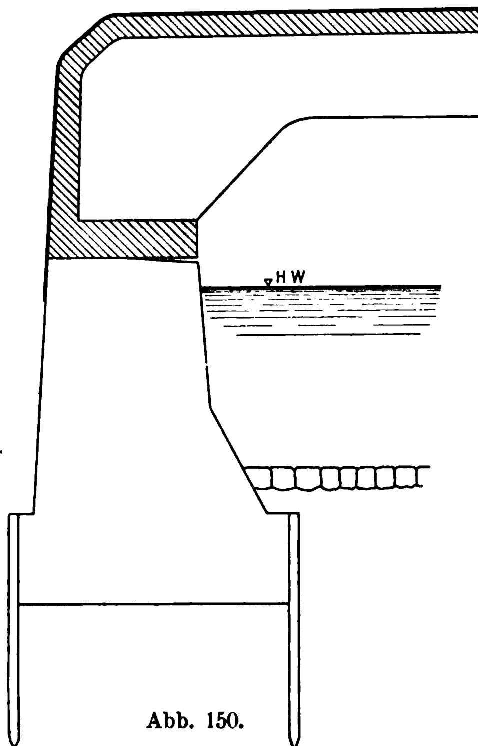


Abb. 150.

3. Abschluß der Brückentafel und Einzelheiten.

Hat man, den gewählten Grundmaßen und den vergleichenden Berechnungen gemäß (s. das Beispiel S. 302ff.), die Abmessungen der Platte und der Balken im Brückenquer- und Längsschnitt festgelegt, so ist zur Vervollständigung der Zeichnung nur noch die konstruktive Ausgestaltung der Begrenzung der Eisenbetontafel erforderlich, und zwar zunächst die des Abschlusses über den Widerlagern und sodann die Ausbildung der beiden Ränder oder Stirnseiten der Brücke.

Da über den Widerlagern verschiedenartige Bewegungen der Eisenbetontafel stattfinden, während die Versteinung in der Regel ohne Fuge über die ganze Länge der Brücke durchgeht, verlangt der Abschluß der Eisenbetontafel gegen die Versteinung und gegen das Erdreich eine besondere Ausbildung.

Abb. 145 u. 146 zeigen die auch bei eisernen Brücken übliche Anordnung, wonach das auf dem Widerlager aufgeführte Kammermauerwerk den Abschluß gegen das Erdreich bildet. Es muß dann noch für die senkrechte Widerlagerfuge der wagerechte Abschluß gegen die Versteinung ausgebildet werden. In Abb. 145 wird derselbe durch Einlegen von getränktem Holze zu erreichen versucht, welches die ganze Fuge ausfüllt und als elastisches Mittel bei wagerechten Verschiebungen der Eisenbetontafel wirken soll. Dagegen ist der senkrechte Spalt in Abb. 146 in ähnlicher Weise wie bei den Trennungsfugen (Abb. 143) durch ein wagerechtes Schleifblech überdeckt. Dieses gleitet auf einem Winkeleisen, das zugleich als Kantenschutz des Kammermauerwerks dient. Auch durch einen mit Asphalt ausgefüllten Wellblechstreifen kann ähnlich wie bei Abb. 144 ein dehnbarer Abschluß erzielt werden.

Einfacher gestaltet sich die zweite Anordnung, bei der auf die Aufführung des Kammermauerwerks verzichtet, dafür aber ein mit der Brücke in einem Stück hergestellter Abschlußkörper angeordnet wird. Dieser kann hierbei entweder nach Abb. 149 als kräftiger Endquerträger ausgebildet werden, der in der Regel auf seine ganze Länge fest auf dem Lager ruht oder aber hauptsächlich bei höheren Balken als stehende Platte (Abb. 150), welche als Fortsetzung der Deckenplatte angesehen werden kann. Die Dichtung der wagerechten Lagerfuge erfolgt sodann durch eine dachziegelförmige Überdeckung des Dichtungsmaterials. Falls ein größerer Spalt, wie z. B. bei der Verwendung von einzelnen eisernen Lagern, zu überdecken ist, kann man sich durch Anwendung eines Zinkblechstreifens in ähnlicher Weise helfen wie bei der senkrechten Fuge der Abb. 146.

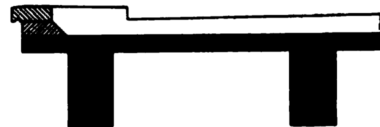


Abb. 151.

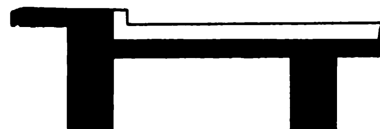


Abb. 152.

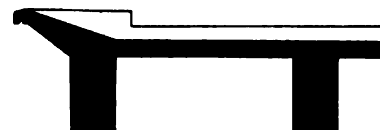


Abb. 153.

Diese zweite Art der Ausbildung des Fahrbahnabschlusses hat den Vorzug, daß durch den Fortfall des Kammermauerwerks die Höhe und Breite der Widerlager und somit die Kosten derselben vermindert werden können.

Während der Abschluß über den Widerlagern den Längsschnitt begrenzt, dient die Ausbildung der Brückenränder oder Stirnseiten zur Vervollständigung des Querschnitts.

Oft sind architektonische Gründe dafür entscheidend, welche von den auf Seite 230 erörterten drei Ausführungsmöglichkeiten, Auskragung der Platte, Konsolen oder Randträger bevorzugt wird. Durch die nach statischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgte Wahl des Balkenabstandes (siehe S. 304) ist auch das Maß der Auskragung oder die Ausladung der Konsolen beeinflußt. An dieser Stelle soll nur noch auf die verschiedenen Möglichkeiten eingegangen werden, wie man die Platte an den Brückenrändern, also zwischen dem seitlichen Abschluß der Brückenbahn und dem äußeren Balken ausbilden kann.

Die Anordnung nach Abb. 152 bietet den Vorteil einer geringeren Belastung, bringt aber den wesentlichen Nachteil, daß die Randbalken bedeutend höher als die übrigen Balken werden und sich daher viel weniger als diese durchbiegen, so daß,

falls keine Querträger vorgesehen werden, starke Biegungsbeanspruchungen in der Platte entstehen. Auch kann bei dieser Anordnung von einem einheitlichen Druckgurte zu beiden Seiten des Balkens kaum noch die Rede sein. Die Anordnung der Abb. 153 erscheint in konstruktiver Hinsicht als die günstigste Lösung. Vom statischen Standpunkte aus ist jedoch auf die hohe Druckbeanspruchung in dem über die eigentliche Platte emporragenden Teile des Querschnitts hinzuweisen. Die in Abb. 151 dargestellte ursprünglichste Lösung bleibt demnach auch die statisch einwandfreieste, da bei dieser eine klare Druckgurtwirkung der durchgängig gleich hohen Balken gewährleistet ist.

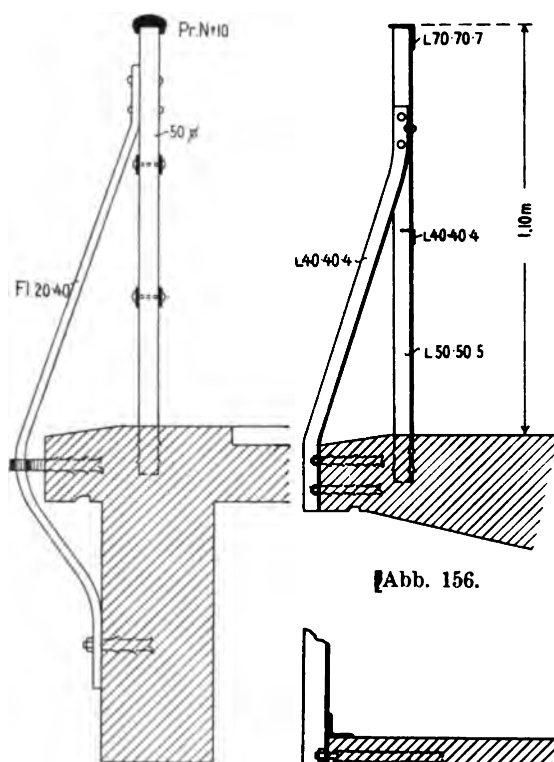


Abb. 157.

Abb. 156.

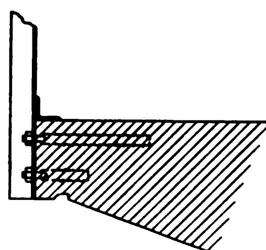


Abb. 154.

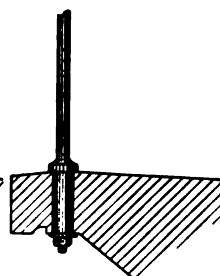


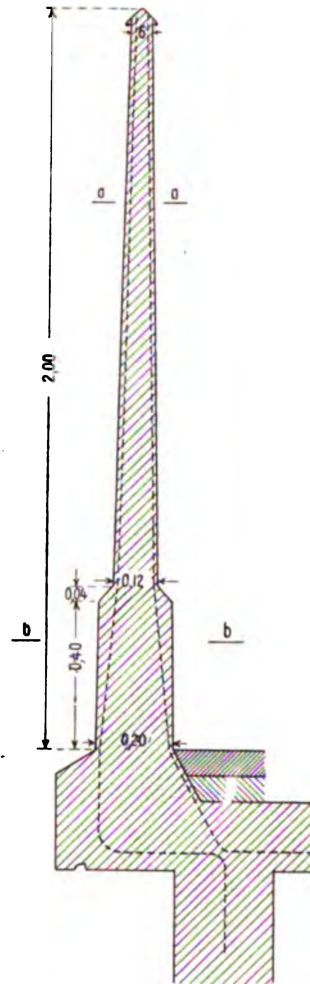
Abb. 155.

Mit den Brückenrändern sind unmittelbar die **Geländer** und **Brüstungen** der Fußsteige oder der Fahrbahn verbunden. Die Höhe der Geländer soll nicht unter 1 m, besser zu 1,10 bis 1,20 m angenommen werden. Die Hauptpfosten werden in der Regel über den Querträgern oder den Konsolen angeordnet, möglichst aber nicht über 3 m voneinander entfernt angenommen. Zwischen denselben befinden sich meist schwächere Pfosten mit 1 m, höchstens 1,5 m Abstand. Häufig wird behördlicherseits zum Schutze spielender Kinder die Forderung gestellt, daß die Maschenweite der Geländer höchstens 0,15 m betragen darf, so daß man oft bei Brücken, die dem öffentlichen Verkehr dienen, als Abstand der Stäbe 0,10 m findet.



Abb. 158. Viadukt über die Südholländische Elektrische Bahn.

In den Abb. 154 bis 158 sind einige Möglichkeite für die Befestigung eiserner Geländer dargestellt. Die einfachste Befestigungsart zeigt Abb. 135, bei welcher die Stäbe in bekannter Weise in die Abschlußplatte eingesetzt sind. Die Ausbildung nach Abb. 154 u. 158 hat den Vorteil, daß die lichte Breite vollständig ausgenutzt wird, wobei jedoch die Schraubenlöcher zeichnungsgemäß ausgespart oder die Schrauben sogleich bei der Herstellung der Platte einbetoniert werden müssen. In Abb. 155 wird das zylindrische Loch durch ein einbetoniertes Gasrohr gebildet. Abb. 156 u. 157 zeigen Abstützungen von eisernen Hauptpfosten, um eine größere Seitensteifigkeit nach außen zu erzielen. Aus dem Lichtbilde (Abb. 158) des Viaduktes über die Südholländische Elektrische Bahn, der bei 5,5 m Breite drei Öffnungen von 10,5 m Spannweite besitzt, ist ersichtlich, wie die Verbindung der Hauptpfosten des Geländers aus Eisenbeton mit den Pfeilern architektonisch wirkungsvoll gestaltet werden kann.



Bei Eisenbetonbrüstungen von größerer Länge (vergl. z. B. die Nonnenbrücke in Bamberg, Beispiel 17, Abschnitt H) darf nicht unterlassen werden, Trennungsfugen (vergl. S. 312) anzuordnen, ebenso bei den Eisenbetonschutzwänden, welche an Brücken über Eisenbahngleisen zuweilen angebracht werden, um einem Scheuwerden der Pferde vorzubeugen. In Abb. 159 sind die Trennungsfugen durch Einlegen eines Zinkblechstreifens gebildet, und zwar so, daß die getrennten Teile wie Feder und Nut ineinander eingreifen. Um eine unklare statische Wirkung solcher über die Fahrbahn hervorragender Eisenbetonteile zu vermeiden, dürfen sie nicht mit dem Tragwerke fest zusammenhängen, da sie sonst an dessen Formänderung teilnehmen, es empfiehlt sich vielmehr, diese Brüstungen und Wände in feste Säulen mit dazwischen eingeschobenen, senkrecht stehenden Platten aufzulösen, wodurch man auch den Schwierigkeiten in der Ausbildung der Trennungsfugen entgeht.

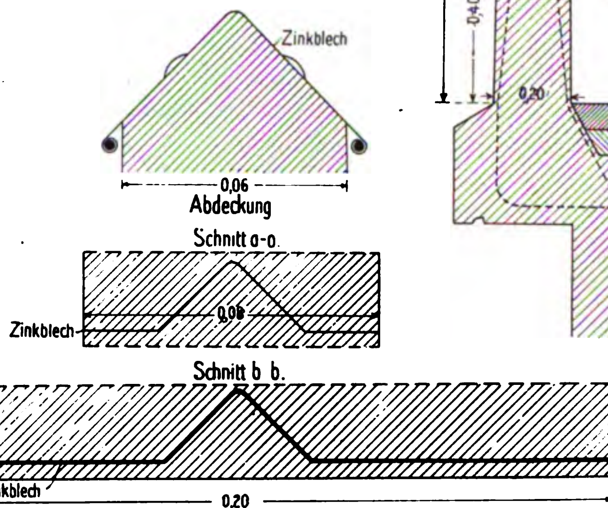


Abb. 159.

Anhangsweise seien hier einige Ausführungsmöglichkeiten für die Befestigung von Leitungsrohren angefügt, deren Überführung häufig bei städtischen Straßenbrücken schon beim Aufskizzieren des Entwurfs zu berücksichtigen ist. Das nach Abb. 160 zwischen den Balken aufgehängte Rohr ist von unten her einzubringen und

mittels des unteren Bandeisens an das obere anzuschrauben. Falls die Querträger der Brücke diese Lage des Rohres nicht gestatten, kann dasselbe häufig unter der erhöhten Platte des ausgekragten Fußsteiges untergebracht werden. Dieses Mittel ist auch für gewölbte Brücken mit ausgekragten Eisenbetongangsteigen empfehlenswert, falls die beschränkte Bauhöhe die Lage des Rohres über dem Gewölbe nicht zuläßt. An Stelle des eisernen Kragträgers der Abb. 161, auf dem das von der Seite her einzuschiebende Rohr ruht, tritt in Abb. 162 eine Eisenbetonplatte, die sich mit Konsolen gegen den

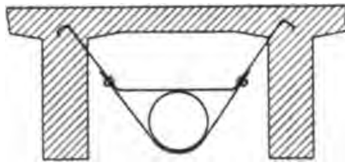


Abb. 160.

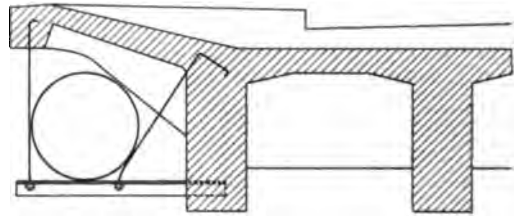


Abb. 161.

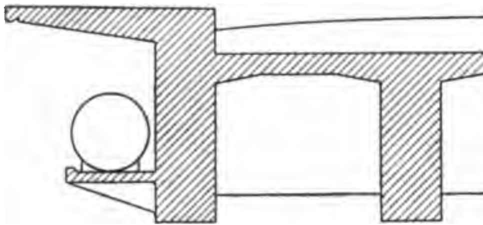


Abb. 162.

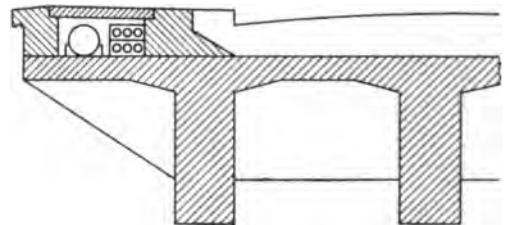


Abb. 163.

äußeren Träger stützt. Wird für die Plattenausbildung an den Brückenrändern die Lösung der Abb. 151 gewählt, so kann, wie Abb. 163 zeigt, wohl auch unter der Gangbahn ein mit einer Eisenbetonplatte abzudeckender Kanal ausgespart werden, der die Rohr- und Kabelleitungen aufnimmt.

F. Die statische Berechnung.

I. Bedeutung und Form der statischen Berechnungen.

Die statischen Berechnungen haben entweder den Zweck, die Grundlage für die Dimensionierung zu liefern, d. h. der rechnerischen Ermittlung der Abmessungen einzelner Teile bei einem neu herzustellenden Bauwerke zu dienen oder aber sie haben die Aufgabe, die größten Beanspruchungen zu finden, welche in bereits vorhandenen oder in ihren Abmessungen bekannten Bauwerken unter den ungünstigsten Belastungen auftreten. Sie dienen also dann als „statische Begründung“ oder „Festigkeitsnachweis“.

Die rechnerische Bestimmung der inneren Kräfte und der zu ihrer Aufnahme erforderlichen Körperquerschnitte, die z. B. bei den Eisenkonstruktionen mit ihrer meist klaren Gliederung fast stets durchführbar ist, wird bei den Eisenbetonbauwerken wegen der inneren statischen Unbestimmtheit und wegen der verwickelten Elastizitätseigenschaften leider in den meisten Fällen zu umständlich und unzuverlässig. Es bleibt uns daher als vornehmstes Hilfsmittel für die Dimensionierung, d. i. für die Wahl der zweckmäßigsten Abmessungen der einzelnen Tragglieder, dasjenige, mit dem die Ingenieure seit

dem Altertum arbeiteten, nämlich das statische Gefühl für die in der Natur wirkenden Kräfte, das sich auf die Erfahrung gründet und uns die in den Abmessungen bewährter Bauwerke gebotenen Beispiele verwerten läßt.

Da somit die Dimensionierung zum großen Teile vom Gefühl und von der Erfahrung des entwerfenden Ingenieurs abhängt, ist besonders für die ein hohes Maß von Verantwortlichkeit bedingenden Brückenbauten ein Festigkeitsnachweis, eine Belastungsprobe auf dem Zeichenbrett, unbedingt erforderlich.

Das Schriftstück, welches diese statische Begründung enthält, soll den bleibenden Nachweis der für die Ausbildung des Bauwerks maßgebend gewesenen Grundsätze und alles das enthalten, was zur Beurteilung des Bauwerks und zur Beantwortung etwaiger, im Laufe der Zeit auftauchender Fragen erforderlich ist. Es darf daher nicht als vorübergehendes Hilfsmittel angesehen werden, das nach Fertigstellung der Entwurfszeichnung vernichtet werden kann, sondern sollte unter allen Umständen sorgfältig aufbewahrt werden, solange das Bauwerk überhaupt besteht, sei es, um z. B. als gerichtlicher Beleg bei Unfällen, oder als Grundlage für eine etwa später erforderlich werdende Vergrößerung oder Verstärkung der Brücke zu dienen.

Damit nun auch der Fernstehende die gewünschten Angaben jederzeit rasch zu finden vermag, ist sorgfältige Schreibweise und Übersichtlichkeit ein unbedingtes Erfordernis jeder statischen Berechnung. Es empfiehlt sich daher, die folgende Einteilung des Stoffes, die ja auch dem Arbeitsvorgang beim Entwurf entspricht, durch abschnittsweise Gliederung in der äußeren Form einzuhalten.

1. Kurze Beschreibung der Brücke und der für die Wahl der Brückenform maßgebenden Gesichtspunkte.
2. Zusammenstellung der Hauptabmessungen, soweit erforderlich unter Beigabe von maßstäblichen Übersichtsskizzen.
3. Berechnungsgrundlagen:
   a) Ständige Last,
   b) Verkehrslast,
   c) Sonstige Belastungen,
   d) Zulässige Beanspruchungen.
4. Berechnung der Platte, der Balken, der Lagerteile usw.
5. Angaben für eine etwaige Belastungsprobe, Bemerkungen über besonders wichtige Einzelheiten der Konstruktion, des Materials, der Baugerüste usw.

Der Text dieser statischen Berechnung kann so knapp als möglich gefaßt werden. Zu beachten ist jedoch dabei, daß er oft zur Erleichterung des Verständnisses lückenhafter Entwurfszeichnungen und zur Vermeidung von Unklarheiten zu dienen vermag, und daß daher eine zu weitgehende Beschränkung in diesem Sinne eher schaden kann.

Um eine leichte Übersichtlichkeit der Zahlenausdrücke zu erzielen, wird noch folgendes zur Beachtung empfohlen.

Man schreibe stets benannte Zahlen in der Dezimalform, z. B. 10,00 m und nicht 10 m, um sie in den Gleichungen als Abmessungen usw. zu kennzeichnen. Feste Zahlen und Stückzahlen dagegen sind stets als runde Zahlen oder in gemeiner Bruchform zu schreiben, damit auch ohne genauere Angabe der algebraischen Form der Aufbau der Gleichungen leicht zu erkennen ist. Aus dem gleichen Grunde benutze man in den Formeln stets nur Zahlen, die aus den vorhergehenden Ableitungen deutlich zu erkennen oder aus beigefügten Skizzen zu entnehmen sind.

Bei der Anordnung der Gleichungen wähle man stets die Reihenfolge: Festzahlen, Kräfte, Hebelarme und schreibe sie daher z. B. in der Form

$$\frac{1}{8} p l^2 \text{ und nicht } \frac{l^2 p}{8} \text{ oder } \frac{p l^2}{8{,}0},$$

ebenso $\frac{1}{8} \cdot \frac{300 + 250 \cdot 3{,}0}{100} \cdot 200{,}0^2$ jedoch nicht $\frac{300 + 250 \cdot 3{,}0}{800} \cdot 200^2$.

Die Genauigkeit der Zahlenrechnung soll nie übertrieben werden. Im allgemeinen genügt es, mit drei Zahlenstellen zu rechnen, die Ergebnisse aber auf zwei Stellen abzurunden, womit eine Genauigkeit von 1 vH. gewährleistet ist, die in Anbetracht der Ungenauigkeiten der Ausführung und der nur schätzungsweisen Richtigkeit der Annahmen unter allen Umständen ausreicht.

Im folgenden soll vor allem die Berechnungsweise der äußeren Kräfte für die hauptsächlichsten Tragteile einer Balkenbrücke, das sind die Platten, die Hauptträger und die Querträger, angegeben werden, wobei bei den Hauptträgern die verschiedenen Grundformen vom einfachen bis zum eingespannten Träger und Bogenbalkenträger zu behandeln sind. Sodann ist kurz die Berechnungsweise der inneren Spannungen zu erörtern, die mit der bei den anderen Eisenbetonbauwerken üblichen übereinstimmt.

II. Berechnung der Platte.

Die Deckenplatte hat die Aufgabe, die auf die Brücke wirkenden Lasten aufzunehmen und nach den Tragbalken zu übertragen. Ihre Beanspruchung erhält sie daher zunächst von ihrem Eigengewicht und von dem Gewicht der Versteinung, in der Hauptsache aber von den zufälligen Einzellasten des Verkehrs, welche auf eine größere oder kleinere Fläche verteilt wirkend anzunehmen sind. Diese Lastverteilung soll zunächst hier vernachlässigt, ihr Einfluß jedoch unter 1, siehe nächste Seite, ausführlich erörtert werden.

Abb. 164.

Abb. 165.

Abb. 166.

In der nachstehenden Berechnung sei die Platte als Träger auf zwei Stützen mit frei drehbaren Enden angenommen. Weil aber diese Annahme im Eisenbetonbau fast niemals zutrifft, wird unten weiter erörtert, in welcher Weise die starre Verbindung von Platte und Balken diese Rechnungsweise beeinflußt.

Bei freier Lagerung ist für einen Plattenstreifen von 1 m Breite das größte Biegungsmoment in der Plattenmitte für vollkommen gleichförmig verteilte Belastung (Abb. 164), wie es z. B. für die ständige Last meist zutrifft,

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{8} g a^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Betreffs gleichförmig verteilter Belastung auf eine Strecke $v < a$ vergl. Gleichung 4, S. 324.

Von den zufälligen oder Verkehrslasten ergeben die Raddrücke der schweren Wagen für die Deckenplatte die stärkste Beanspruchung. Da der Radstand in der Regel 1,3 bis 1,6 m beträgt, der übliche Balkenabstand a aber zwischen 1,0 und 2,0 m schwankt, sind die beiden Fälle zu betrachten, daß ein Rad oder zwei Räder auf die Platte wirken.

Für einen einzelnen Raddruck in der Plattenmitte (Abb. 165) wird das Biegungsmoment daselbst

$$\mathfrak{M}' = \frac{1}{4} Pa. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Wenn zwei Radlasten P_1 und P_2 auf die Platte wirken, ergibt sich das größte Biegungsmoment bekanntlich unter der größeren Last P_1 (siehe Abb. 166), und zwar dann, wenn diese von der Balkenmitte um das gleiche Maß absteht wie die Mittelkraft R der beiden Lasten P_1 und P_2. Für zwei gleiche Lasten $P_1 = P_2 = P$ beträgt dieser Abstand $^1/_4$ des Radstandes r.

Es ergibt sich somit der Stützendruck

$$A = \frac{P}{a}\left(\left(\frac{a}{2} + \frac{r}{4}\right) + \left(\frac{a}{2} - \frac{3}{4} r\right)\right) = \frac{P}{a}\left(a - \frac{r}{2}\right)$$

und daraus das Biegungsmoment für den Punkt I

$$\mathfrak{M}'' = A\left(\frac{a}{2} - \frac{r}{4}\right) = \frac{P}{8a}(2a - r)^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Fragt man, wie groß die Stützweite der Platte mindestens sein muß, damit eine zweite Radlast überhaupt in Betracht kommt, so erhält man zunächst die Bedingung, daß beide Lasten auf der Platte in der Anordnung von Abb. 166 Platz finden müssen. Es muß dann

$$a \geqq 2 \cdot \frac{3}{4} r = \frac{3}{2} r$$

sein. Ferner ergibt sich die Bedingung, daß das Moment im zweiten Falle nach Gleichung 3 größer sein soll als das Moment nach Gleichung (2) im ersten Falle, also

$$\frac{P}{8a}(2a - r)^2 \geqq \frac{Pa}{4},$$

folglich

$$a \geq r\left(1 + \sqrt{\frac{1}{2}}\right) = 1{,}707 r.$$

Bei den üblichen Radständen von im Mittel $r = 1{,}4$ m übt somit die zweite Radlast erst bei Balkenabständen $a \geqq 1{,}707 \cdot 1{,}4 = 2{,}39$ m einen Einfluß auf die Berechnung der Platte aus.

Hieraus ergibt sich, daß für die Berechnung der Platte in der Regel nur eine Radlast in Betracht kommt.

Im folgenden sollen die hier vernachlässigten Einflüsse der Lastverteilung und der Einspannung an den Trägerenden eingehend erörtert werden.

1. Einfluß der Lastverteilung.

Nach Seite 279 (Abb. 126 bis 130) kann man die Breite v der Lastverteilung und die Länge v' derselben angenähert nach den Formeln 2 und 3 (S. 280)

$$v = t + 2s \text{ und } v' = t' + 2s + 2d$$

ermitteln oder auch sonst gemäß der für einen bestimmten Fall vorliegenden Versteinungsart besonders annehmen. Die Verteilungslänge v', welche auch von der Scherfestigkeit der Eisenbetonplatte abhängt und daher schwer zu schätzen ist, wird in der Regel zu rd. 1,0 m angenommen. Andernfalls ist zunächst die Last für einen Plattenstreifen von 1,0 m Breite umzurechnen, so daß man, wenn P die Radlast in der Feldmitte

bezeichnet, $\frac{P}{v'}$ anstatt P zu setzen hat. Nach Abb. 167 ergibt sich sodann das Biegungsmoment in der Plattenmitte zu

$$M' = \frac{P}{2}\left(\frac{a}{2} - \frac{v}{4}\right) = \frac{Pa}{4}\left(1 - \frac{v}{2a}\right) \quad . \quad (4)$$

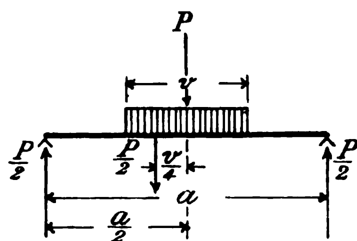


Abb. 167.

oder $$M' = \mathfrak{M}' \cdot \mu,$$

wenn man wie oben mit $\mathfrak{M}' = \frac{Pa}{4}$ das Biegungsmoment des einfachen Trägers ohne Berücksichtigung der Lastverteilung und mit $\mu = 1 - \frac{v}{2a}$ einen Festwert bezeichnet, welcher vom Verhältnis der Verteilungsbreite v zur Plattenstützweite a abhängt. In Abb. 168 ist dieser Beiwert als Funktion von $\frac{v}{a}$ aufgetragen, so daß er dort ohne weiteres abgelesen werden kann.

Um den Einfluß der Lastverteilung zu erörtern, wollen wir Belastungsgleichwerte für die Biegungsmomente der Deckenplatte infolge der Radlasten einführen. Für die Bemessung der Plattenbalken oder Rippenplatten haben zwar die folgenden Darlegungen keine weitere Bedeutung. Bei diesen Brücken ermittelt man das Biegungsmoment der Platte am einfachsten und raschesten nach Abb. 167 oder auch nach Gleichung (4), weil, wie oben dargelegt wurde, bei den üblichen Plattenstützweiten in der Regel nur eine Radlast in Frage kommt. Für die weiter gespannten einfachen Plattenbrücken ohne Rippen oder Balken und die Deckenplatten der Tragwerke mit versenkter Bahn dagegen können die Ergebnisse dieser Erörterungen auch ein Hilfsmittel zur Plattenbemessung bilden.

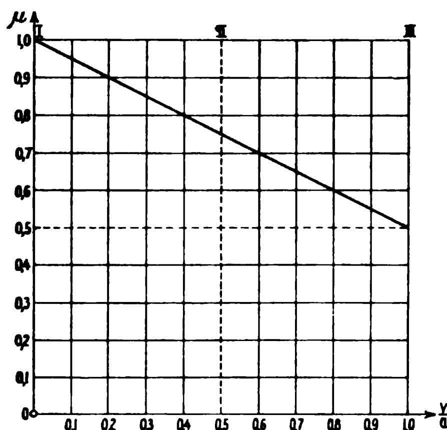


Abb. 168.

Als „Belastungsgleichwert" p_m wollen wir denjenigen Wert bezeichnen, welcher, als gleichmäßig verteilte Last aufgebracht, dasselbe größte Biegungsmoment hervorrufen würde wie die wirklich vorhandenen Radlasten auf dem einfachen Balken in der ungünstigsten Stellung. Wird mit g das Eigengewicht in kg/m bezeichnet, so ergibt sich das größte Biegungsmoment des Balkens auf zwei Stützen, falls p_m ermittelt ist, in einfachster Weise zu

$$M = \frac{1}{8}(g + p_m)\, a^2$$

(vergl. die einfachen Träger unter IIIc, für welche dieses Verfahren zur Ermittlung der Biegungsmomente eine größere Bedeutung hat als hier).

Betrachtet man zunächst als ersten Fall den Einfluß nur einer Radlast, und zwar in der Plattenmitte, so ergibt sich aus der Bedingung, daß das Biegungsmoment nach Gleichung (4) ebenso groß sein soll wie das Moment infolge der stellvertretenden Belastung p_m, die Beziehung

$$\frac{p_m a^2}{8} = \frac{P}{2}\left(\frac{a}{2} - \frac{v}{4}\right)$$

oder

$$p_m = \frac{P}{a^2}(2a - v) = \frac{2P}{a} - \frac{Pv}{a^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

Ist $v = 0$, so wird

$$p_m = \frac{2P}{a};$$

ist $v = a$, so findet eine vollständig gleichmäßig verteilte Belastung der Platte statt mit

$$p_m = \frac{P}{a^2}(2a - a) = \frac{P}{a}.$$

Ist endlich $v > a$, so wird
$$p_m = \frac{P}{v}.$$

Diese beiden letzten Grenzfälle können z. B. bei Dampfwalzen eintreten, für welche die Breite der Räder meist 0,5 und 1,0 m ist, oder auch für Wagenräder bei sehr hoher Versteinungsstärke s. Für die Radlast $P = 1000$ kg und für verschiedene Werte a wurden die zugehörigen Belastungsgleichwerte p_m berechnet und in Abb. 169 aufgetragen, und zwar zunächst für $v = 0$, also ohne Berücksichtigung der Lastverteilung. Dadurch ergibt sich, da $a \cdot p_m = 2P =$ const. ist, eine gleichseitige Hyperbel.

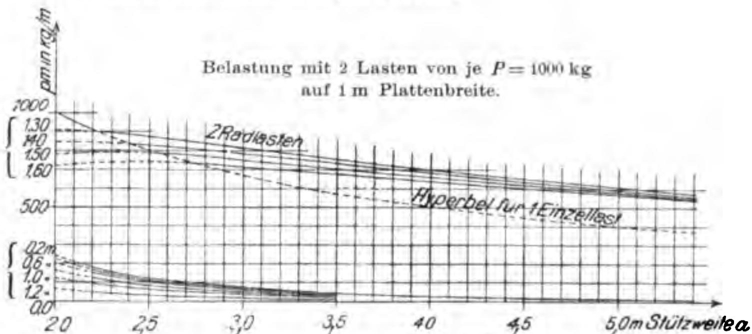


Abb. 170.

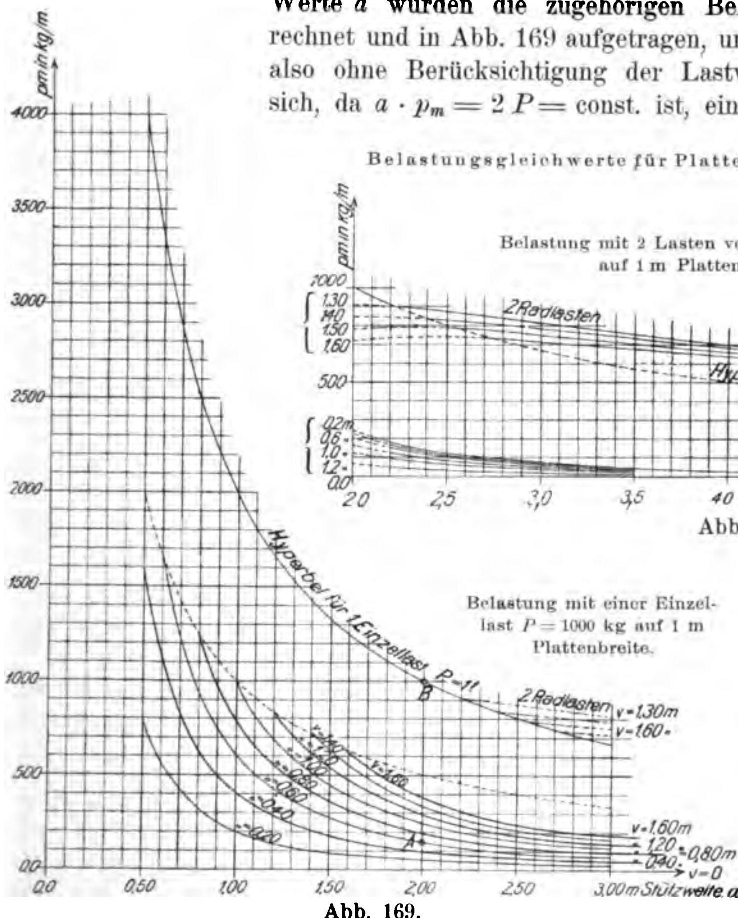


Abb. 169.

Berücksichtigt man sodann die Verteilung, so erhält man für verschiedene Verteilungsbreiten $v = 0{,}20$ bis 1,60 m die untere Kurvenschar, welche sich mit wachsendem a der x-Achse immer mehr anschmiegt und deren obere Grenzpunkte durch den Grenzfall $v = a$ bestimmt sind. Der gesuchte Wert p_m ergibt sich sodann durch die Ordinate, welche zwischen der oberen Hyperbelkurve und der entsprechenden unteren Verteilungslinie liegt. Z. B. wird für $P = 1000$ kg, $a = 2{,}0$ m und $v = 0{,}6$ m der Belastungs-

gleichwert $p_m = \overline{AB} = 0{,}85 \cdot 1000 = 850$ kg/lfd. m. Die punktierte Linie gibt die Grenze an, bei welcher die Verteilungsbreite v gleich der Stützweite a ist.

Ähnlich gestaltet sich die Ermittlung des Belastungsgleichwertes für den zweiten Fall, wenn zwei Radlasten auf die Platte wirken.

In Abb. 170 sind die für die Radstände $r = 1{,}3$ m bis 1,6 m berechneten Belastungsgleichwerte p_m in der oberen Linienschar als Ordinaten eingetragen, und zwar zunächst ohne Berücksichtigung der Lastverteilung. Sie ergeben sich nach Gleichung 3 aus der Bedingung

$$\frac{P}{8a}(2a - r)^2 = \frac{p_m a^2}{8},$$

also

$$p_m = \frac{P}{a^3}(2a - r)^2.$$

Man erkennt, daß die Ordinaten p_m, welche durch die Hyperbelkurve für die Einzellast nach oben hin begrenzt sind, einen Zuwachs erst dann erhalten, wenn der Radstand $r \leq \frac{a}{1{,}707}$ ist, also wenn eine zweite Radlast bei ungünstigster Laststellung ausschlaggebend wird. Diese Grenzpunkte entsprechen also den oben erörterten Grenzwerten $a = 1{,}707\,r$.

Berücksichtigt man hierbei die Lastverteilung, so ergibt sich die Laststellung, bei der das Biegungsmoment nach Abb. 171 den Größtwert annimmt, nach einer einfachen Herleitung für den Abstand

$$y = \frac{1}{4}(2a - 3r + v),$$

und zwar tritt das größte Biegungsmoment dann stets am Ende der ersten Last, also bei

$$x = a - y - r + \frac{v}{2}$$

ein. Hierfür ist der Auflagerdruck

$$A = \frac{2P}{a}\left(y + \frac{r}{2}\right)$$

und das größte Biegungsmoment

$$M = A \cdot x - P \cdot \frac{v}{2}$$

oder nach Einsetzung der einzelnen Werte für A, x und y in diese Gleichung

$$M = \frac{P}{8a}(2a - r + v)^2 - \frac{Pv}{2}. \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

Aus der Bedingung, daß dieser Wert gleich groß mit dem Biegungsmoment sein soll, welches infolge der gleichmäßig verteilten Belastung p_m in der Balkenmitte entsteht, ergibt sich

$$p_m = \frac{P}{a^3}(2a - r + v)^2 - \frac{4Pv}{a^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Die nach dieser Gleichung berechneten Werte p_m wurden in Abb. 170 als untere Linienschar in gleicher Weise wie oben in Abb. 169 eingetragen. Diese untere Linienschar, welche die sich aus der Lastverteilung ergebende Verminderung des Belastungsgleichwertes darstellt, schmiegt sich der x-Achse wesentlich mehr an als die entsprechenden Linien in Abb. 170. Man erkennt daraus, daß der günstige Einfluß der Lastverteilung auf die Beanspruchung der Platten bei zwei Radlasten verhältnismäßig kleiner ist als bei einer Einzellast.

Handelt es sich darum, nicht nur für die Balkenmitte, sondern auch für die anderen Punkte des Balkens das Biegungsmoment zu bestimmen, so trage man das aus dem gefundenen Werte p_m berechnete Biegungsmoment $M = \frac{p_m l^2}{8}$ in der Balkenmitte als Ordinate CD auf (s. Abb. 172), lege durch den Punkt D die wagerechte Strecke EF von der Länge $2 \cdot \frac{r}{4}$ und schließe erst an diese Punkte die halben Parabeln EA und FB an. Die erhaltene Linie umhüllt sodann sämtliche Biegungsmomente, die bei den verschiedenen Laststellungen eintreten können.

Aus den zeichnerischen Darstellungen (Abb. 169 u. 170) erkennt man ferner auch, welchen starken Einfluß die Lastverteilung auf die Größe des Belastungsgleichwertes

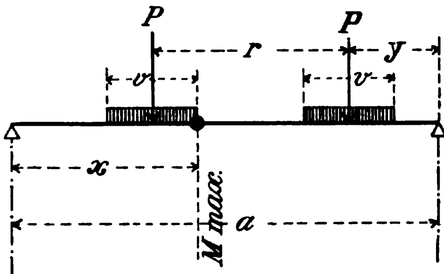


Abb. 171.

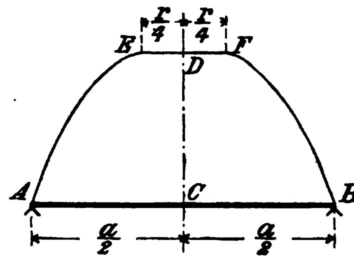


Abb. 172.

und somit des Biegungsmomentes und der Beanspruchung der Platte ausübt. Dieser Einfluß nimmt jedoch mit wachsender Stützweite rasch ab. Aus Gleichung 5

$$p_m = \frac{2P}{a} - \frac{Pv}{a^2}$$

ersieht man, daß diese günstige Wirkung der Lastverteilung auf den Belastungsgleichwert und folglich auf die Beanspruchung, in Hundertteilen ausgedrückt, direkt proportional der Verteilungsbreite, aber umgekehrt proportional der Stützweite a ist. Es wird z. B. bei einer Verteilungsbreite von $v = 0{,}60$ m eine Verminderung der Biegungsmomente und somit der Beanspruchung durch die Verkehrslast bei $a = 1{,}0$ m um 30 vH., bei $a = 2{,}0$ m um 15 vH., bei $a = 3{,}0$ m um 10 vH. usw. in Folge der Lastverteilung erreicht, während die entsprechenden Zahlen für $v = 1{,}20$ m, also für die doppelten Verteilungsbreiten 60 vH., 30 vH. und 20 vH. usw. sind. Diese günstige Wirkung der größeren Verteilungsbreite auf den Belastungsgleichwert kann durch eine entsprechende Erhöhung der Versteinungsstärke erzielt werden.

Diesem die Beanspruchung der Platte durch die Verkehrslast vermindernden Einflusse steht jedoch die Erhöhung des Eigengewichts g bei Vergrößerung der Versteinungsstärke gegenüber. Das Eigengewicht der Platte ist (vergl. S. 306) bei $b = 1{,}0$ m Belastungsbreite in kg/m ausgedrückt

$$g = 2000\,s + 2400\,d,$$

wobei s und d in Metern einzusetzen sind, ferner ist nach Gleichung 1 (S. 280) die Verteilungsbreite $v = t + 2s$, wobei t die Felgenbreite des Rades bedeutet, und somit nach Gleichung 5

$$p_m = \frac{2P}{a} - \frac{P(t + 2s)}{a^2}.$$

Das gesamte Gewicht, welches der Berechnung der Platten zugrunde zu legen ist, wird somit

$$q = g + p_m = 2000\,s + 2400\,d + \frac{2\,P}{a} - \frac{P\,(t + 2\,s)}{a^2}.$$

Während sich der günstige, lastverteilende Einfluß der Versteinungsstärke in dem negativen Glied

$$B = \frac{P\,(t + 2\,s)}{a^2}$$

zeigt, wirkt diesem das positive Belastungsglied

$$A = 2000\,s$$

entgegen. Der Grenzfall ergibt sich für $A = B$, oder, da die Felgenbreite t bei den für die Plattenberechnung zumeist maßgebenden Lastwagen verhältnismäßig klein ist, angenähert für

$$\frac{2\,s\,P}{a^2} = 2000\,s$$

oder

$$P = 1000\,a^2.$$

Für $a = 1{,}5$ m ist der Grenzwert des Raddruckes $P = 1000 \cdot 1{,}5^2 = 2250$ kg. Ist der größte vorkommende Raddruck kleiner, z. B. 1500 kg, so wird

$$A = 2000\,s \quad \text{und} \quad B = \frac{2\,s\,P}{a^2} = \frac{2\,s \cdot 1500}{1{,}5^2} = 1333\,s.$$

Es überwiegt somit der Einfluß des positiven Belastungsgliedes A, also des Gewichtes der Versteinungsstärke.

Bei schweren Wagen dagegen, wenn $P > 2250$ kg, z. B. $P = 5000$ kg ist, wird

$$A = 2000\,s \quad \text{und} \quad B = \frac{2 \cdot s \cdot 5000}{1{,}5^2} = 4440\,s,$$

folglich ist $B > A$.

Wir kommen somit zu dem bemerkenswerten Ergebnis, daß im allgemeinen für Radlasten

$$P > 1000\,a^2,$$

wobei a in m und P in kg einzusetzen sind, eine Erhöhung der Versteinungsstärke für die Beanspruchung der Platten in der Regel günstig wirkt.

Diese Betrachtung gilt aber nur für solche Brücken, die nur aus einer einfachen Platte ohne Balken bestehen. Bei den zumeist auch weitergespannten Balken dagegen verursacht die Vergrößerung der Versteinungsstärke in der Regel nur eine Erhöhung der Belastung der Balken, ohne eine nennenswerte Verringerung des Biegungsmomentes in diesen infolge der Lastverteilung zu bewirken.

2. Einfluß der Endeinspannung.

Die Bedingung freier Beweglichkeit der Trägerenden ist bei den Deckenplatten kaum jemals erfüllt, da diese mit den Tragrippen und den Deckenplatten der benachbarten Balkenfelder in vollkommen steifer Verbindung stehen, solange nicht das innere Gefüge der Decke zerstört und damit auch die Tragfähigkeit derselben überhaupt aufgehoben ist. Jede elastische Verbiegung der Decke in einem Felde muß daher auch eine Verdrehung der anschließenden Balken und eine Verbiegung der benachbarten Deckenfelder bewirken und daher den Widerstand überwinden, welcher der Formänderung dieser Teile entgegensteht. Hierzu ist je nach Anordnung und Abmessung der Balken und der Decke eine verschieden große Kraft erforderlich.

Die Wirkung dieses Widerstandes äußert sich in der Form eines Einspannmomentes über den Stützen, das dem positiven Biegungsmoment entgegenwirkt und daher von diesem abzuziehen ist. Da es von Einflüssen herrührt, die außerhalb des betrachteten Feldes wirken, so ist die Momentenlinie der Einspannmomente eine Gerade, die im folgenden als „Schlußlinie" bezeichnet werden möge, weil sie den verbleibenden Teil der positiven Momentenfläche abschließt. Um den Einfluß der Lastverteilung einerseits, anderseits den Einfluß der Einspannung der Trägerenden auf die Größe der Biegungsmomente eines Balkens zu veranschaulichen, werden in den Abb. 173 bis 175 für einen Balken, der durch eine Einzellast in der Mitte belastet ist, die entstehenden Biegungsmomente dargestellt für den Fall, daß die Last

I. in einem einzigen Punkte wirkt
II. auf die halbe Trägerlänge und
III. auf die ganze Trägerlänge gleichmäßig verteilt ist.

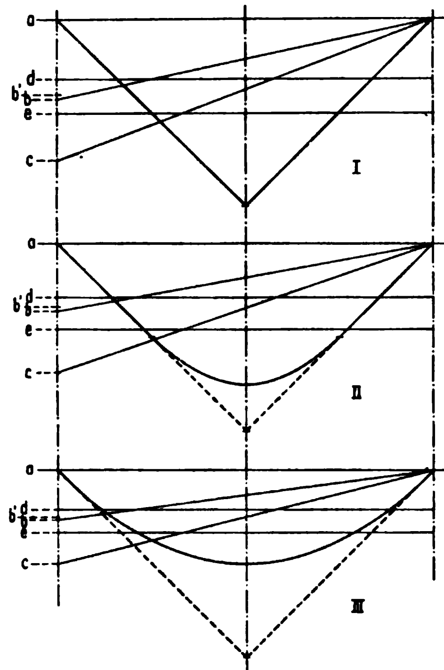


Abb. 173, 174, 175.

Durch Einzeichnung der zugehörigen Schlußlinien ergaben sich in jedem dieser drei Fälle die positiven Biegungsmomente, welche entstehen, wenn der Balken

a) an beiden Enden frei beweglich gelagert ist;
b) das allein belastete Endfeld eines durchlaufenden Trägers über mehreren[1]) starren Stützen gleichen Abstandes ist;
c) an einem Ende vollkommen eingespannt, am anderen aber frei beweglich ist (dieser Fall entspricht dem eines Trägers auf drei starren Stützen gleichen Abstandes, wenn beide Öffnungen symmetrisch belastet sind);
d) ein mittleres Feld eines durchlaufenden Trägers über mehreren[2]) starren Stützen gleichen Abstandes ist;
e) an beiden Enden vollkommen fest eingespannt ist.

Die gezeichnete Laststellung mit der Last in der Mitte ergibt den größten Wert des positiven Biegungsmomentes nur dann, wenn beide Enden gleichartig eingespannt

[1]) Die Zahl der Stützen ist bei gleicher Stützweite l in allen Öffnungen nur von sehr geringer Bedeutung, da der Abstand f des Festpunktes von der zweiten Stütze im Endfelde bei einem Träger über drei Stützen $f = 0{,}20\,l$, bei einem Träger über unendlich vielen Stützen $f = 0{,}21132\,l$ ist. Der Unterschied in den Festpunktabständen ist daher

$$\frac{f_0}{f} = \frac{0{,}21132}{0{,}20000} = 1{,}0566, \text{ also } \Delta f = 5{,}66 \text{ vH.},$$

der Unterschied in den Stützenmomenten bei gleicher Belastung

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{f_0}{l - f_0} \cdot \frac{l - f}{f} = 1{,}0718, \text{ also } \Delta M = 7{,}18 \text{ vH.},$$

in den größten Biegungsmomenten im Lastpunkte aber

$$\frac{+\max M_1}{+\max M_2} = \frac{0{,}2074\,P \cdot l}{0{,}2047\,P \cdot l} = 1{,}0132, \text{ also } \Delta \max M = 1{,}32 \text{ vH.}$$

Die in Abb. 173 bis 175 eingezeichneten Punkte b' gelten für das erste Feld eines Trägers auf unendlich vielen Stützen, woraus die Geringfügigkeit des Unterschiedes ebenfalls hervorgeht.

[2]) Auch hierbei ist wie im Falle b die Zahl der Stützen ohne wesentlichen Einfluß.

sind. Bei ungleicher Einspannungsart der beiden Trägerenden aber muß man, um das größte positive Biegungsmoment zu erhalten, die Last nach der Seite des beweglichen Trägerendes verschieben.

Bezieht man die Werte der nach dieser Erörterung sich ergebenden größten positiven Biegungsmomente auf die des einfachen Trägers, so ergibt sich die Größe des durch die Endeinspannung verringerten positiven Biegungsmomentes zu

$$M' = \mathfrak{M}' \cdot \nu$$

wobei ν einen aus Abb. 176 zu entnehmenden Wert bedeutet. Durch Vereinigung mit den Werten der Abb. 168 ergibt sich der Einfluß der Lastverteilung mit dem der Endeinspannung zu

$$M' = \mathfrak{M}' \cdot \mu \cdot \nu$$

und der Beiwert $\mu \cdot \nu$ nach Abb. 177. Unter Benutzung dieses Beiwertes läßt sich sodann in einfachster Weise die Größe des verbleibenden Biegungsmomentes auf Grund des für den einfachen Balken berechneten abschätzen, wenn der Grad der Einspannung

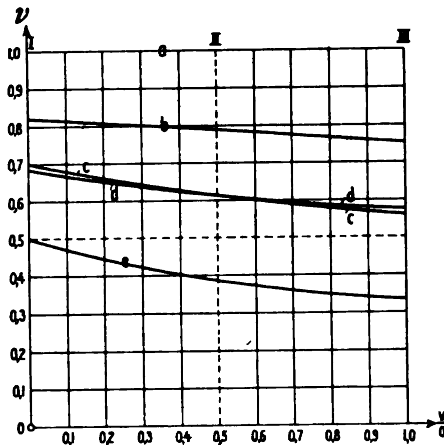


Abb. 176.

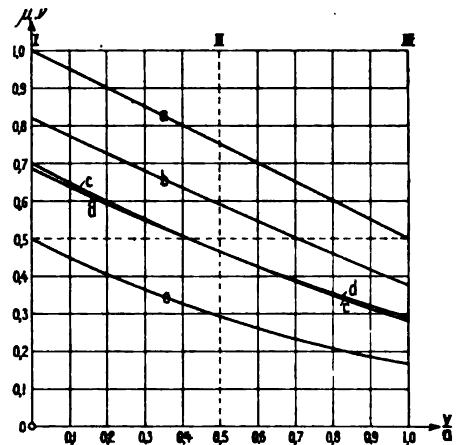


Abb. 177.

bekannt ist. So erhält man z. B. für eine Lastverteilung $v : a = 0{,}4$ und beiderseitige feste Einspannung (vergl. Fall e) aus Abb. 177 $\mu\nu = 0{,}33$ und somit das größte positive Biegungsmoment

$$M' = \mu\nu\, \mathfrak{M}' = 0{,}33 \cdot \frac{Pl}{4} = 0{,}082\, Pl.$$

Zur Probe ergibt sich aus Abb. 168 $\mu = 0{,}80$, aus Abb. 176 $\nu = 0{,}41$, somit $\mu\nu = 0{,}33$.

Im folgenden soll eine Grundlage der wichtigen Frage geboten werden, wie der Einspannungsgrad in jedem besonderen Fall anzunehmen ist.

Die Schätzung der Größe des Einspannungsmomentes wird häufig dadurch umgangen, daß man die Verminderung des positiven Biegungsmomentes durch die Endeinspannung zu 20 vH., also den vorher betrachteten Beiwert der Einspannung mit $\nu = 0{,}8 = \frac{4}{5}$ in Rechnung stellt.

Diese Annahme erscheint jedoch nur sehr bedingt zulässig und gilt streng genommen, wie schon aus Abb. 176 zu ersehen ist, nur für den Fall *b*, also für das Endfeld eines auf mehreren starren Stützen gelagerten Balkens. Für sämtliche übrigen Fälle ist sie aber unzutreffend.

Die Berücksichtigung der anderen Einflüsse auf das Einspannungsmoment, wie des Verdrehungswiderstandes der Balken, der elastischen Senkung der Stützen infolge der

Balkendurchbiegung usf. ist streng wissenschaftlich kaum durchführbar, da die Platte einen vielfach statisch unbestimmten Träger darstellt, dessen Eigenschaften auch in Anbetracht der Herstellung niemals sicher zu ergründen sein werden. Um jedoch einen Anhalt für die Schätzung der wichtigsten dieser Einwirkungen zu bieten, soll im folgenden versucht werden, den Einfluß der angrenzenden Balkenfelder, und zwar unter Annahme starrer, sowie unter der Annahme elastisch senkbarer Stützen in möglichst einfacher Weise zu ermitteln, wogegen die Erörterung über den Verdrehungswiderstand der Balken einer späteren Behandlung dieses Stoffes vorbehalten bleiben möchte.

a) Einfluß der angrenzenden Balkenfelder unter Annahme starrer Stützen.

Denkt man sich die Platte von den Balken oder Rippen getrennt und vernachlässigt man die elastische Durchbiegung der Balken, so bildet die Platte einen durchlaufenden Träger auf starren Stützen. Die Annahme starrer Stützen ist nur dann zulässig, wenn die Balken durch kräftige, lastverteilende Querträger zu gleich großer elastischer Durchbiegung gezwungen werden. Die Berechnung des durchlaufenden Trägers auf starren Stützen ist in Punkt FN (Seite 366 ff.) eingehend behandelt. Es seien daher nur in Übersicht X die Verhältniszahlen $\mu = \frac{M}{\mathfrak{M}}$ für Träger über 3 bis 8 Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung gegeben. Darin sind die fettgedruckten Zahlen die Größtwerte für μ für feldweise Vollbelastung in ungünstigster Anordnung, die übrigen Zahlen die Werte für eine gleichmäßig verteilte Last, welche sich über den ganzen Träger erstreckt. Aus diesen Werten ergeben sich die größten Biegungsmomente für die einzelnen Punkte einfach zu

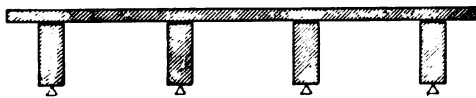


Abb. 178.

$$M = \mu \cdot \frac{p l^2}{8}.$$

Im Mittel wird daher von einer gleichmäßig über den ganzen Träger verteilten Belastung, also etwa der ständigen Last,

$$\text{für das Endfeld} \quad . \quad . \quad \mu = 0{,}64 = \text{rd. } \frac{2}{3}$$

$$\text{für ein mittleres Feld } \mu = 0{,}35 = \text{rd. } \frac{1}{3}.$$

Letzterer Wert gilt auch für das Endfeld, wenn die Platte die Endstütze konsolförmig um die Länge $c = 0{,}46\,a$ überragt, da dann das Biegungsmoment über der Endstütze $M_0 = \frac{p c^2}{2} = p \cdot \left(\frac{0{,}46\,a}{2}\right)^2 = 0{,}845 \frac{p a^2}{8}$, demnach $\mu_0 = 0{,}845$ anstatt $\mu_0 = 0$, also etwa ebenso groß wird wie bei einem Träger ohne Kragende über der ersten Mittelstütze. Die Größtwerte für μ ergeben sich bei einer Belastung, welche in ungünstigster Anordnung über einzelne volle Felder gleichmäßig verteilt ist, also etwa infolge der Verkehrslast, ergeben die Mittelwerte

$$\text{für ein Endfeld} \quad . \quad . \quad \mu = 0{,}80 = \text{rd. } \frac{4}{5}$$

$$\text{für ein mittleres Feld } \mu = 0{,}64 = \text{rd. } \frac{2}{3}.$$

In Abb. 179a ist für einen Träger über acht Stützen der Verlauf der Werte μ für die gleichmäßig verteilte Vollbelastung g, sowie die Grenzwerte $+\mu_{max}$ und $-\mu_{max}$ infolge einer streckenweise in ungünstigster Anordnung aufgebrachten

Übersicht X.

Verhältniszahlen $\mu = M : \mathfrak{M}$ für durchlaufende Träger auf starren Stützen (bis zur Trägermitte angegeben).

Anzahl der Stützen	μ_0	μ_I	μ_1	μ_{II}	μ_2	μ_{III}	μ_3	μ_{IV}
3	0	0,562	1,000					
	0	**0,766**	**1,000**					
4	0	0,640	0,800	0,200				
	0	**0,810**	**0,933**	**0,600**				
5	0	0,618	0,857	0,291	0,571			
	0	**0,797**	**0,964**	**0,644**	**0,857**			
6	0	0,623	0,842	0,266	0,632	0,369		
	0	**0,801**	**0,957**	**0,632**	**0,890**	**0,632**		
7	0	0,622	0,846	0,272	0,617	0,346	0,692	
	0	**0,800**	**0,959**	**0,643**	**0,884**	**0,672**	**0,923**	
8	0	0,622	0,845	0,270	0,620	0,352	0,676	0,324
	0	**0,800**	**0,958**	**0,635**	**0,884**	**0,676**	**0,915**	**0,662**

Belastung p dargestellt, wogegen unter b der Verlauf der Werte μ für den Fall gezeigt ist, in welchem sich die Belastung p jeweilig nur auf ein einziges Feld erstreckt. Addiert man die Größtwerte $+\mu_{max}$ und $-\mu_{max}$ zu den Werten μ, so ergibt sich der in Abb. 179c dargestellte Verlauf der Werte μ für den Fall $g = p$, der für die Abbiegung der Eiseneinlagen maßgebend ist. In dieser Darstellung sind die positiven Werte zum bequemen Vergleich der absoluten Größe der Werte μ also auch der Biegungsmomente gestrichelt nach oben geklappt. Aus Abb. 179a ist zu ersehen, daß die negativen Biegungsmomente, mit Ausnahme der unmittelbar an die Stützen angrenzenden Trägerteile fast gleichmäßig den Wert $\mu = {}^1/_3$ aufweisen, was für die Anordnung der Eiseneinlagen der Platte von Bedeutung ist. Die Größtwerte der negativen Biegungsmomente über den Stützen erreichen zwar einen größeren Wert als die positiven Biegungsmomente in der Feldmitte. Die Länge dieser stärker beanspruchten Strecken beträgt höchstens $0{,}15\,a$, fällt demnach fast ausschließlich in den Teil der Platte, welcher durch die Balken verstärkt ist, wie ein Vergleich der Abb. 179a und c mit dem darunter gestellten Querschnitt zeigt. Es genügt daher in der Regel, wenn bei Berechnung der Platte das größte Biegungsmoment ermittelt wird, das in der freien Feldlänge zwischen den Balken entsteht.

Aus der Abb. 179 ergibt sich, daß im allgemeinen mit den obengenannten Werten für die Plattenbemessung gerechnet werden kann, und zwar

1. für das Endfeld

infolge der ständigen Last mit $\mu = \frac{2}{3}$, also $M_0 = \frac{2}{3}\,\frac{g a^2}{8} = \frac{g a^2}{12}$,

infolge der Verkehrslast mit $\mu = \frac{4}{5}$, also $M' = \frac{4}{5}\,\frac{p a^2}{8} = \frac{p a^2}{10}$,

2. für ein mittleres Feld

infolge der ständigen Last mit $\mu = \frac{1}{3}$, also $M_0 = \frac{1}{3}\,\frac{g a^2}{8} = \frac{g a^2}{24}$,

infolge der Verkehrslast mit $\mu = \frac{2}{3}$, also $M' = \frac{2}{3}\,\frac{p a^2}{8} = \frac{p a^2}{12}$.

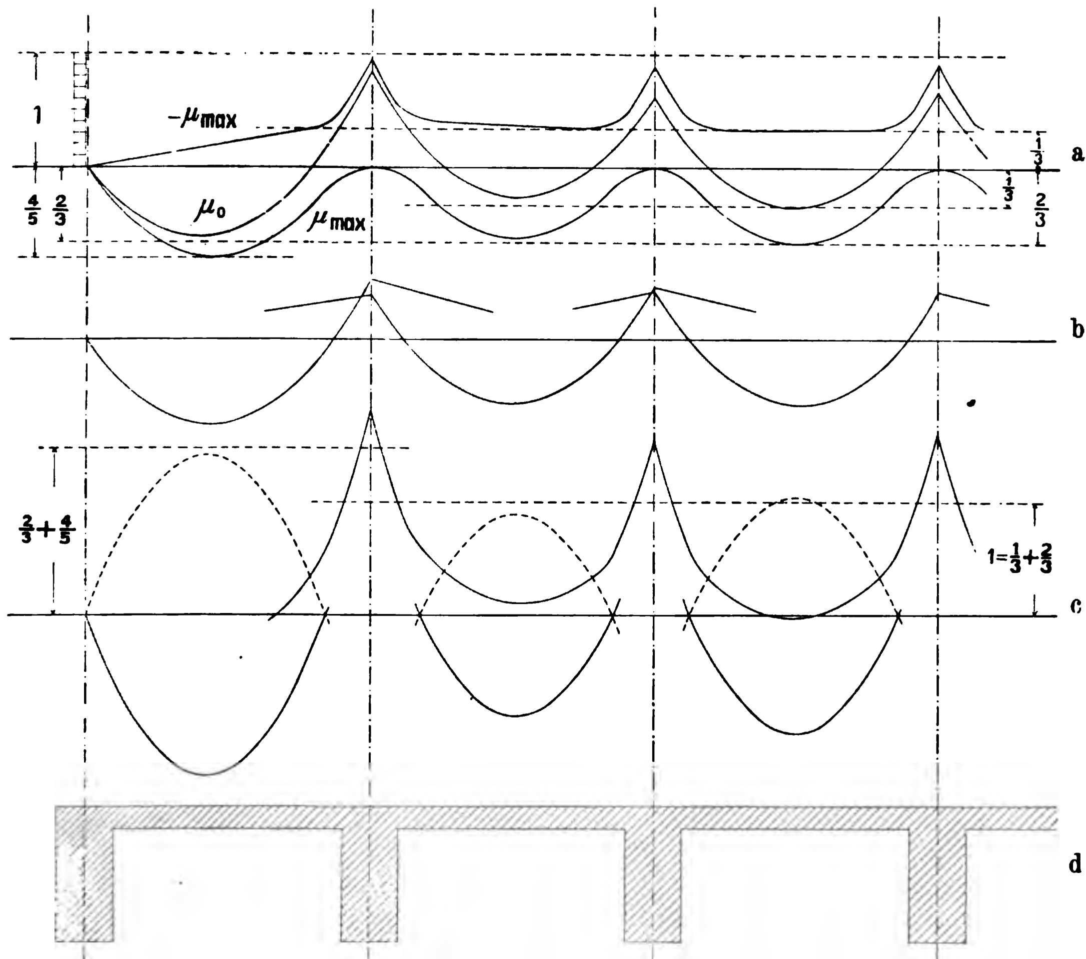


Abb. 179 a bis d. Bildliche Darstellung der Werte μ.

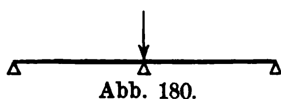
Diese Betrachtung gilt jedoch, was nochmals besonders hervorgehoben werden soll, nur für den Fall, daß die Balken als starr angesehen werden dürfen, daß also die elastische Senkung der nebeneinander liegenden Balken stets den gleichen Wert besitzt, also nur dann, wenn mehrere lastverteilende Querträger alle Hauptträger zu gleicher Mitarbeit an der Lastübertragung zwingen.

b) Einfluß der angrenzenden Balkenfelder bei elastischen Stützen.

Sind lastverteilende Querträger nicht vorhanden, so muß die denselben zufallende Arbeit von der Platte selbst übernommen werden. Diese Arbeit besteht in der unvermeidlichen Übertragung eines gewissen Lastanteiles nach den weiter abliegenden unbelasteten Balken. Dabei entstehen, wie im folgenden nachgewiesen werden soll,

in der Platte unter Umständen sogar noch erheblich größere Biegungsmomente als durch die unmittelbare Bedeutung der Platte bei freier Auflagerung auf den Stützen.

Betrachten wir z. B. eine auf drei Balken lagernde Platte (Abb. 180), auf welche eine über dem mittleren Balken stehende Einzellast wirkt. Bei Annahme starrer Stützen würde diese Last nur die mittlere Stütze beanspruchen, die Platte selbst aber biegungsfrei, also spannungslos anzunehmen sein. Da jedoch der mittlere Balken unter der Last P eine gewisse Durchbiegung erleidet und die Platte infolge ihrer untrennbaren Verbindung mit dem Balken an dieser Durchbiegung teilnehmen muß, so wird dadurch ein Teil der Last nach den äußeren Balken übertragen, der mittlere Balken aber um den gleichen Betrag entlastet.


Abb. 180.

Die Größe des in der Platte entstehenden Biegungsmomentes ist sowohl von der Steifigkeit der Platte selbst, als auch hauptsächlich von der Steifigkeit der Balken abhängig. Die Momentenlinie eines durch die gleichförmig verteilte Last p belasteten Trägers ist bekanntlich eine Parabel, die Momentenlinie der Stützendrücke ein Vieleck, das von der unbegrenzten Parabel die Momentenfläche abtrennt (vergl. Abb. 181). Trägt

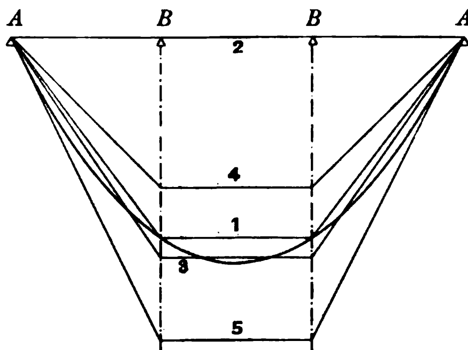


Abb. 181.

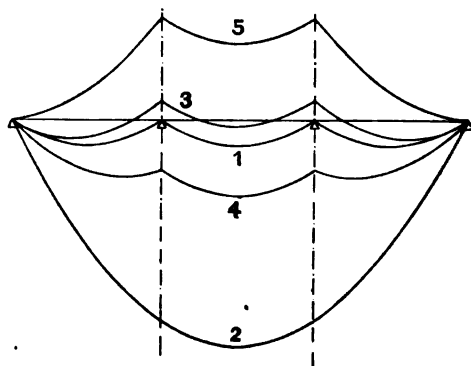


Abb. 182.

man die zwischen der Parabel und dem Vieleck jeweils verbleibenden Flächen an einer geraden Achse auf, so erhält man die Darstellung der Abb. 182. Aus der Betrachtung dieser beiden Abbildungen, die einem vollbelasteten Träger auf vier Stützen gleichen Abstandes entsprechen, ergeben sich folgende wichtige Grenzfälle.

1. Ist der Träger über den Stützen durchschnitten, so ist die Momentenfläche der Stützendrücke ein Vieleck, dessen Eckpunkte in den Schnittpunkten der Parabel mit den Stützensenkrechten liegen. Die Steifigkeit der Stützen sowohl als auch die der Trägerstücke ist sodann ohne Einfluß auf die Größe der Biegungsmomente, und es ist daher

$$A = \frac{p\,a}{2}; \quad B = p\,a; \quad M_B = 0; \quad M_m = \frac{p\,a^2}{8}.$$

Der Festwert $\mu = M : \frac{p\,a^2}{8}$ ergibt sich dann für die inneren Stützen zu $\mu_B = 0$ und für die Mitten der einzelnen Felder zu $\mu_m = 1$.

2. Die inneren Stützen B seien wirkungslos, d. h. unendlich schwach gegenüber den äußeren Stützen A. Sie üben also keinen Gegendruck aus; der Träger liegt auf den äußeren Stützen frei auf, und die Schlußlinie der Momentenfläche ist eine Gerade.

Die Stützendrücke sind $A = \frac{3}{2} p\,a$; $B = 0$; die Momente $M_B = p\,a^2$; $M_m = \frac{9}{8} p\,a^2$.

Der Festwert $\mu = M : \frac{p a^2}{8}$ wird an den inneren Stützen $\mu_B = 8{,}0$, in Trägermitte $\mu_m = 9{,}0$.

3. Der Träger liege auf vier starren Stützen, d. h. die Steifigkeit der Stützen sei unendlich groß gegenüber der der Platte. Die Schlußlinie durchschneidet die Parabel viermal, und es wird

$$A = \frac{4}{10} p a; \quad B = \frac{11}{10} p a; \quad M_B = - \frac{p a^2}{10}; \quad M_m = \frac{p a^2}{40},$$

folglich $\mu_B = -0{,}8$; $\mu_m = +0{,}2$.

4. Die Steifigkeit der Platte sei unendlich groß gegenüber der der Stützen. Sie verursacht dann eine gleiche Senkung aller vier Stützen, die demnach gleiche Drücke erhalten müssen. Es wird

$$A = B = \frac{3}{4} p a; \quad M_B = + \frac{p a}{4}; \quad M_m = + \frac{3 p a^2}{8}; \quad \mu_B = +2{,}0; \quad \mu_m = +3{,}0.$$

5. Die äußeren Stützen A seien wirkungslos, also unendlich schwach gegenüber den inneren Stützen B. Der Träger wirkt demnach als Konsolträger auf zwei Stützen. Die Momentenlinie der Stützendrücke tangiert die Parabel an den Endpunkten und es ist

$$A = 0; \quad B = \frac{3}{2} p a; \quad M_B = - \frac{p a^2}{2}; \quad M_m = - \frac{3}{8} p a^2; \quad \mu_B = -4{,}0; \quad \mu_m = -3{,}0.$$

Die möglichen Grenzen für einen durchlaufenden Träger auf vier elastischen Stützen, welche sämtlich gleichen Steifigkeitsgrad besitzen, sind durch Fall 3 und 4 gegeben. Zwischen diesen beiden Fällen (Abb. 183 u. 184), denen die Werte

$$\mu_B = -0{,}8 \text{ und } \mu_B = +2{,}0$$
$$\mu_m = +0{,}2 \text{ und } \mu_m = +3{,}0$$

entsprechen, sind demnach je nach dem Verhältnis der Plattensteifigkeit zu der der Balken die wirklichen Werte der Einspannungsgrößen zu suchen. Haben die Stützen



Abb. 183.



Abb. 184.



Abb. 185.



Abb. 186.

jedoch ungleiche Steifigkeit, d. h. ist unter einer beliebigen Last die Senkung der inneren Stützen eine andere wie die Senkung der äußeren Stützen unter der gleichen Last, so bilden die Fälle 2 und 5 (Abb. 185 u. 186) die Grenzen, d. h. die Werte schwanken zwischen

$$\mu_B = +8{,}0 \text{ und } \mu_B = -4{,}0$$
$$\mu_m = +9{,}0 \text{ und } \mu_m = -3{,}0.$$

Obgleich die Abmessungen, wie sie in der Wirklichkeit vorkommen, naturgemäß die Grenzen sehr erheblich enger stecken, so ist doch ohne weiteres zu sehen, daß die elastische Durchbiegung der Balken einen sehr erheblichen Einfluß auf die Größe der Biegungsmomente in der Platte gewinnen kann, welchem die üblichen angenäherten Rechnungsverfahren kaum annähernd Rechnung tragen, und daß die Vernachlässigung der elastischen Verhältnisse durchaus nicht immer ohne weiteres statthaft ist.

Die Größe des Einflusses der Stützensenkung läßt sich nach Ritter (Graph. Statik. III. Teil, S. 148 u. f.) ermitteln, wenn das Maß der elastischen Stützensenkung

$$\varepsilon = \frac{E \cdot J' \delta}{P a^3} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

bekannt ist. Hierin bezeichnet δ die Senkung der Stütze unter einer Last P, J' das Trägheitsmoment, E die Elastizitätszahl der Platte und a den Stützenabstand. In unserem Falle ist an Stelle der Stützensenkung die Durchbiegung des Balkens zu setzen, die sich jedoch in Anbetracht der vielfachen statischen Unbestimmtheit rechnerisch kaum genau ermitteln läßt. Außerdem fehlt uns die Kenntnis der Größe von den Trägheitsmomenten der wirksamen Querschnitte[2]) sowohl des Balkens als auch der Platte, sodaß man auch in dieser Beziehung auf schätzungsweise Annahme angewiesen ist. Für die Rechnung werde daher zunächst angenommen, daß die Elastizitätszahlen der Balken und der Platte gleich seien und daß zu jedem Balkenquerschnitt die anschließende Platte bis zur Mitte des Balkenabstandes voll zugerechnet und die wirksame Plattenbreite gleich der halben Balken-Stützweite gesetzt werden könne. In folgendem soll das mittlere Balkenstück eines frei aufliegenden Balkens betrachtet werden, da bei diesem die elastische Durchbiegung am größten ist. Für die Plattenteile in der Nähe der Auflager kann die Balkendurchbiegung vernachlässigt und starre Stützung angenommen werden. Die größte Durchbiegung eines Balkens unter der Einzellast P in der Balkenmitte ist

$$\delta = \frac{1}{n} \cdot \frac{P l^3}{E J},$$

wenn unter l die Stützweite des Balkens, unter J das Trägheitsmoment des Balkens und unter n der von der Belastungsform des Balkens abhängige Beiwert der Durchbiegungsgleichung verstanden wird. Dieser Beiwert schwankt je nach der Lastverteilung zwischen $n = 48$, wenn die Last in einem einzigen Punkte wirkt, und $n = \frac{384}{5}$, wenn die Last über den ganzen Träger gleichmäßig verteilt ist. Für den gewöhnlichen Fall einer kurzen Streckenlast kann er im Mittel zu $n = 50$ angesetzt werden, so daß sich demnach

$$\varepsilon = \frac{E J'}{P \cdot a^3} \cdot \frac{P l^3}{n E J} = \frac{1}{50} \frac{J'}{J} \cdot \left(\frac{l}{a}\right)^3 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

ergibt. Nun sind die inneren Balken einer Brücke in der Regel gleich bemessen, wogegen die äußeren oder die Randbalken infolge des seitlichen Abschlusses häufig einen anders gestalteten Querschnitt besitzen. Demnach wird auch das Elastizitätsmaß ε_a der äußeren Stützen in der Regel von dem Elastizitätsmaß ε_i der inneren Stützen verschieden sein.

Unter Benutzung der bekannten Lehrsätze der Elastizitätstheorie wurden für einen Träger auf drei und für einen Träger auf vier elastischen Stützen gleichen Abstandes, sowie für einige häufiger vorkommende Belastungsfälle die in der Übersicht XI auf S. 337 u. 338 zusammengestellten Gleichungen zur Ermittlung der Stützendrücke abgeleitet.[1]) Die Berechnung der Biegungsmomente bei bekannten Stützendrücken ist hiernach sehr einfach und dürfte aus folgendem Beispiel ohne weiteres zu ersehen sein.

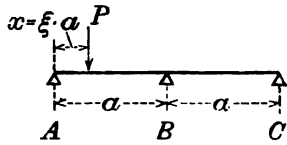
Beispiel 1. Gegeben sei der in Abb. 187 dargestellte Querschnitt einer Brücke mit vier Balken von 6,0 m Stützweite. Das Trägheitsmoment[2]) der Randbalken sei

[1]) Von der Aufstellung der Gleichungen für mehr als vier Stützen wurde abgesehen, da dieselben zur praktischen Anwendung kaum mehr geeignet wären und überdies die Abweichungen für die inneren Stützen mit der Anzahl derselben immer geringer werden.

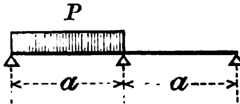
[2]) Vergl. Fußnote vom Beispiel 10.

Übersicht XI.

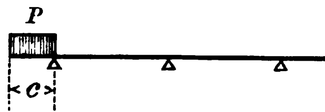
Stützendrücke durchlaufender Träger auf 3 und 4 elastisch senkbaren Stützen gleichen Abstandes.



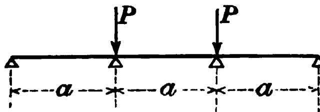
$$B = \frac{P}{2} \cdot \frac{6\,\varepsilon_a + 3\,\xi - \xi^3}{3\,\varepsilon_a + 6\,\varepsilon_i + 1}, \quad A = \frac{P}{2}\left(2 - \xi - \frac{B}{P}\right),$$
$$C = \frac{P}{2}\left(\xi - \frac{B}{P}\right)$$



$$B = \frac{P}{8} \cdot \frac{24\,\varepsilon_a + 5}{3\,\varepsilon_a + 6\,\varepsilon_i + 1}, \quad A = \frac{P}{8} \cdot \frac{6\,\varepsilon_a + 36\,\varepsilon_i + 3{,}5}{3\,\varepsilon_a + 6\,\varepsilon_i + 1},$$
$$C = P - B - A$$



$$B = \frac{3P}{4} \cdot \frac{4\,\varepsilon_a - \frac{c}{a}}{3\,\varepsilon_a + 6\,\varepsilon_i + 1}, \quad A = \frac{P}{8}\left(8 - 2\frac{c}{a} - 3\,\frac{4\,\varepsilon_a + \frac{c}{a}}{3\,\varepsilon_a + 6\,\varepsilon_i + 1}\right),$$
$$C = P - B - A$$



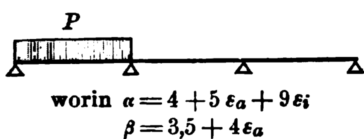
$$B = C = P \cdot \frac{6\,\varepsilon_a + 5}{6\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 5}; \quad A = D = P - B$$



$$B = C = \frac{P}{2} \cdot \frac{12\,\varepsilon_a + 11}{12\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 10}, \quad A = D = \frac{P}{2} - B$$



$$B = C = P \cdot \frac{18\,\varepsilon_a + 11}{12\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 10}, \quad A = D = \frac{3}{2}\,P - B$$



worin $\alpha = 4 + 5\,\varepsilon_a + 9\,\varepsilon_i$
$\beta = 3{,}5 + 4\,\varepsilon_a$

$$A = \frac{5}{6}\,P - \frac{P}{\alpha^2 - \beta^2}\left[\frac{\varepsilon_a}{6}\,(29\,\alpha - 25\,\beta) + \frac{1}{8}\,(17\,\alpha - 16\,\beta)\right]$$
$$B = \frac{P}{\alpha^2 - \beta^2}\left[\frac{\varepsilon_a}{2}\,(11\,\alpha - 7\,\beta) + \frac{1}{8}\,(18\,\alpha - 15\,\beta)\right]$$
$$C = -\frac{P}{\alpha^2 - \beta^2}\left[\frac{\varepsilon_a}{2}\,(11\,\beta - 7\,\alpha) + \frac{1}{8}\,(18\,\beta - 15\,\alpha)\right]$$
$$D = P - A - B - C$$

$J_a = 2\,995\,000$ cm⁴, das der inneren Balken $J_i = 1\,180\,000$ cm⁴, das der Platte $J = \frac{d^3}{12} \cdot \frac{l}{2} = \frac{15^3}{12} \cdot \frac{600}{2} = 84\,400$ cm⁴, also nach Gleichung 9

$$\varepsilon_a = \frac{1}{50}\,\frac{84\,400}{2\,995\,000} \cdot \left(\frac{600}{150}\right)^3 = 0{,}036$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{50}\,\frac{84\,400}{1\,811\,000} \cdot \left(\frac{600}{150}\right)^3 = 0{,}060.$$

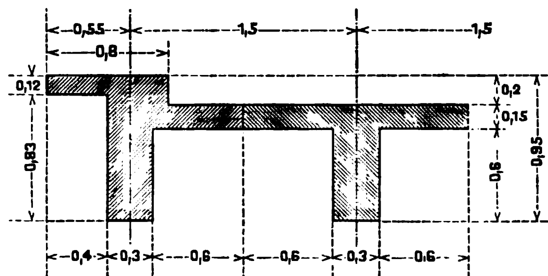


Abb. 187.

Für eine Belastung P, die zwischen den beiden inneren Balken gleichmäßig verteilt wirke, also die ganze mittlere

Platte belaste (Abb. 188), sind nach der entsprechenden Gleichung der Übersicht XI die auf die inneren Balken entfallenden Stützendrücke

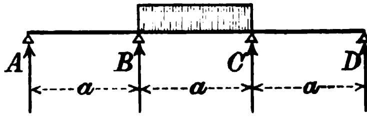


Abb. 188.

$$B = C = \frac{P}{2} \cdot \frac{12\,\varepsilon_a + 11}{12\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 10}$$
$$= \frac{P}{2} \cdot \frac{12 \cdot 0{,}036 + 11}{12 \cdot 0{,}096 + 10} = 0{,}513\,P,$$

die auf die Randbalken entfallenden

$$A = D = \frac{P}{2} - B = 0{,}500\,P - 0{,}513\,P = -\,0{,}013\,P.$$

Das Biegungsmoment in Plattenmitte ist demnach

$$M_m = A \cdot \frac{3}{2}\,a + B \cdot \frac{a}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{a}{4} = 0{,}112\,Pa,$$

gegenüber demjenigen für eine frei aufliegende Platte

$$\mathfrak{M} = \frac{P \cdot a}{8} = 0{,}125\,P\,a, \text{ also } \mu = \frac{0{,}112\,Pa}{0{,}125\,Pa} = 0{,}896.$$

Die Verminderung des Biegungsmomentes durch die Verbindung mit den Nachbarfeldern wäre demnach 10,6 vH.

Wird der gleiche Brückenquerschnitt bei einer Stützweite von $l = 12{,}0$ m verwendet, so ergibt sich unter sonst gleichen Verhältnissen wie oben

$$J' = \frac{15^3}{12} \cdot \frac{1200}{2} = 168\,800 \text{ cm}^4$$
$$\varepsilon_a = \frac{1}{50} \cdot \frac{168\,800}{2\,995\,000} \cdot \left(\frac{1200}{150}\right)^3 = 0{,}577$$
$$\varepsilon_i = \frac{1}{50} \cdot \frac{168\,800}{1\,811\,000} \cdot \left(\frac{1200}{150}\right)^3 = 0{,}955$$

und daraus

$$B = C = \frac{P}{2} \cdot \frac{12 \cdot 0{,}577 + 11}{12 \cdot 1{,}532 + 10} = 0{,}316\,P$$
$$A = D = 0{,}500\,P - 0{,}316\,P = 0{,}184\,P$$
$$M_m = \frac{P \cdot a}{2}\left(3 \cdot 0{,}184 + 0{,}316 - \frac{1}{4}\right) = 0{,}309\,Pa$$

also

$$\mu = \frac{0{,}309}{0{,}125} = 2{,}472.$$

Das Biegungsmoment in der Platte wäre in diesem Falle also rund $2^1/_2$ mal so groß als in der frei gelagerten Platte, woraus zu ersehen ist, daß die Platte einer erheblichen Verstärkung gegenüber den sonst üblichen Rechnungsergebnissen bedürfte.

Wären die Querschnitte der Randbalken gleich dem der inneren Träger, also einmal $\varepsilon_a = \varepsilon_i = 0{,}060$, das andere Mal $\varepsilon_a = \varepsilon_i = 0{,}955$, so wäre im ersten Falle

$$B = C = 0{,}512\,P;$$
$$A = D = 0{,}012\,P;$$
$$M_m = 0{,}113\,Pa,$$

im zweiten Falle

$$B = C = 0{,}342\,P;$$
$$A = D = +\,0{,}158\,P;$$
$$M_m = 0{,}283\,Pa,$$

demnach von den vorberechneten Werten nur wenig verschieden.

Für den Fall (Abb. 189), daß über jedem der inneren Balken eine Einzellast P steht, ergibt sich nach der entsprechenden Gleichung der Übersicht XI

im ersten Falle für $l = 6{,}0$ m:

$$B = C = P \frac{6\,\varepsilon_a + 5}{6\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 5} = P \cdot \frac{6 \cdot 0{,}036 + 5}{6 \cdot 0{,}096 + 5} = 0{,}937\, P$$

$$\text{also} \quad M_B = M_m = (P - B) \cdot a = 0{,}063\, P a$$

im zweiten Falle für $l = 12{,}0$ m:

$$B = C = P \cdot \frac{6 \cdot 0{,}577 + 5}{6 \cdot 1{,}532 + 5} = 0{,}596\, P$$

$$\text{also} \quad M_B = M_m = (P - B) \cdot a = 0{,}404\, P a.$$

Die Platte würde also eine erhebliche Beanspruchung für den Fall erleiden, für welchen nach der gewöhnlichen Annahme überhaupt kein Biegungsmoment auftritt. Da das einfache Biegungsmoment für eine Einzellast in der Mitte

$$\mathfrak{M} = \frac{P a}{4} = 0{,}25\, P a,$$

so wird demnach für $l = 6{,}0$ m

$$\mu = \frac{0{,}063}{0{,}25} = \frac{1}{4}$$

und für $l = 12{,}0$ m

$$\mu = \frac{0{,}404}{0{,}25} = 1{,}616.$$

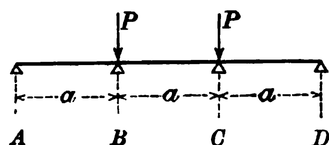


Abb. 189.

Zur deutlichen Veranschaulichung des Einflusses der elastischen Stützenmaße wurden in der Abb. 190 die Momentenlinien, also der Verlauf der Werte μ für einen vollbelasteten Balken auf vier Stützen dargestellt. Darin entsprechen die einzelnen Linien folgenden Werten der Elastizitätsmaße ε_a und ε_i

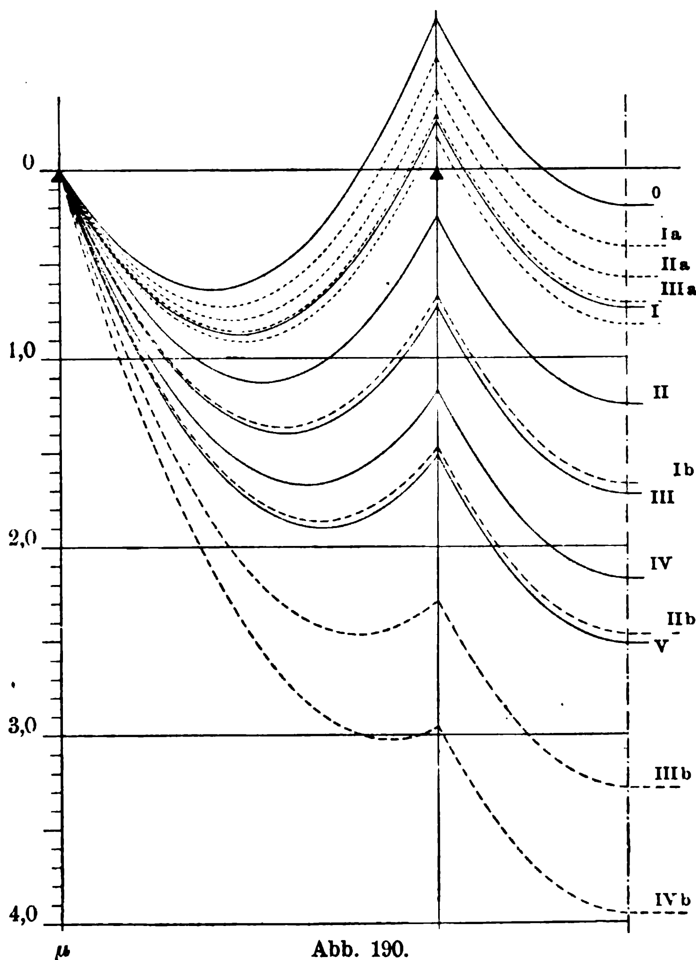


Abb. 190.

	Linie Nr.													
	0	I	II	III	IV	V	Ib	IIb	IIIb	IVb	Ia	IIa	IIIa	IVa
	bei allen Trägern gleich $\varepsilon_a = \varepsilon_i$						$\varepsilon_a = 2\,\varepsilon_i$				$\varepsilon_i = 2\,\varepsilon_a$			
Das Elastizitätsmaß ist . . . . $\varepsilon_a =$	0	0,1	0,25	0,5	1,0	2,0	0,1	0,25	0,5	1,0	0,2	0,5	1,0	2,0
$\varepsilon_i =$	0	0,1	0,25	0,5	1,0	2,0	0,2	0,5	1,0	2,0	0,1	0,25	0,5	1,0

und zwar die ausgezogenen Linien 0 bis V gleichen Werten von ε für alle Träger, die punktierten Linien dem Falle, daß die äußeren Träger nur halb so steif sind als die inneren, also $\varepsilon_a = 2\,\varepsilon_i$, wogegen die gestrichelten Linien für den entgegengesetzten Fall, also für $\varepsilon_a = \frac{1}{2}\,\varepsilon_i$ gelten.

Hieraus ersieht man, wie auch schon eine einfache Erwägung lehrt, daß es vorteilhafter ist, die äußeren Balken schwächer zu halten, als die inneren, da dann die Abweichung von der Annahme starrer Stützung (Linie 0) geringer ist, als im umgekehrten Falle.

Beispiel 2. Für die Beantwortung der grundsätzlich wichtigen Frage, bei welchem Maß der elastischen Stützensenkung die Biegungsmomente in der durchlaufenden Platte die Größe der Biegungsmomente in der freiaufliegenden Platte erreichen, betrachten wir eine von vier Balken getragene Platte, die zwischen den beiden inneren Balken belastet ist (Abb. 188). Dieser Fall ist für die Platte am ungünstigsten, da eine Belastung der Nachbarfelder die positiven Biegungsmomente stets verringert.

Für die auf den inneren Balken frei aufliegende Platte ergibt sich die Bedingung, daß $M_m = \mathfrak{M}$ und folglich $B = \frac{P}{2}$,

für unseren Belastungsfall nach Übersicht XII

$$B = \frac{P}{2} \cdot \frac{12\,\varepsilon_a + 11}{12\,(\varepsilon_a + \varepsilon_i) + 10} = \frac{P}{2}, \text{ demnach } \varepsilon_i = \frac{1}{12}.$$

Setzen wir wie vorher (S. 336)

$$\varepsilon_i = \frac{1}{50}\,\frac{J'}{J} \cdot \left(\frac{l^3}{a^3}\right), \text{ und hierin } J' = \frac{d^3}{12} \cdot \frac{l}{2} \text{ und } J = \frac{h^3}{12}\,a \cdot \alpha,$$

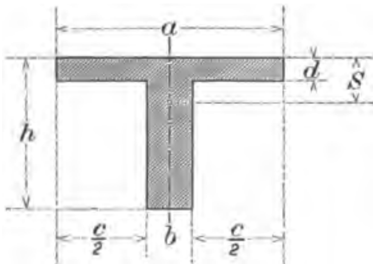


Abb. 191.

worin $a \cdot \alpha$ eine mittlere Querschnittsbreite der Hauptrippen bedeutet, für die sich das gleiche Trägheitsmoment ergibt wie bei der genauen Querschnittsberechnung, so ergibt sich

$$\left(\frac{l}{a}\right)^3 = \frac{50}{12}\,\frac{J}{J'} = \frac{100}{12} \cdot \frac{h^3 a \alpha}{d^3 l}$$

oder

$$\left(\frac{l}{a}\right)^4 = \frac{100}{12}\,\alpha \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3.$$

Nun ist das Trägheitsmoment der Rippenplatte nach Abb. 191 allgemein

$$J = b\,h\left[\frac{h^2}{12} + \left(\frac{h}{2} - s\right)^2\right] + (a - b)\,d\left[\frac{d^2}{12} + \left(s - \frac{d}{2}\right)^2\right]$$

$$= \frac{b\,h^3}{12} + \frac{(a - b)\,d^3}{12} + \frac{b\,h \cdot (a - b) \cdot d}{b\,h + (a - b)\,d} \cdot \left(\frac{h - d}{2}\right)^2.$$

Setzen wir hierin zur Vereinfachung der Schreibweise $\frac{h}{d} = \eta$ und $\frac{a}{b} = \beta$, so ergibt sich

$$J = \frac{h^3}{12}\,a \cdot \frac{1}{\beta\eta^3}\left(\eta^3 + \beta - 1 + 3\,\eta\,(\eta - 1)^2\,\frac{\beta - 1}{\eta + \beta - 1}\right) = \alpha \cdot \frac{h^3 a}{12},$$

oder mit einigen unwesentlichen Vernachlässigungen

$$\alpha = \frac{1}{\beta} + 3 \cdot \left(\frac{\eta - 1}{\eta}\right)^2 \cdot \frac{\beta - 1}{\eta + \beta - 1}.$$

Mit diesem Werte erhält man sehr angenähert

$$\frac{l}{a} = 8 - 0{,}6\,\frac{h}{d}.$$

Dieses Grundverhältnis $l:a$ schwankt somit für die gebräuchlichen Grenzen von $h:d = 4$ bis 10 zwischen $l:a = 5{,}6$ und 2,0. Die so erhaltene Zahl gibt uns an, bis zu welcher Stützweite bei einem gegebenen Brückenquerschnitt ohne Querträger auszukommen ist, ohne daß die als Freiträger berechnete Platte durch die ihr zufallende Lastverteilung eine unzulässige Beanspruchung erleidet.

Für den in Abb. 187 dargestellten Querschnitt ist $\frac{h}{d} = \frac{0{,}75}{0{,}15} = 5$, demnach $\frac{l}{a} = 8 - 0{,}6 \cdot 5 = 5$ oder $l = 5\,a = 5 \cdot 1{,}5 = 7{,}5$ m. Dieser Querschnitt könnte daher bis zu einer Stützweite von $l = 7{,}5$ m ohne Querträger verwendet werden unter der Voraussetzung, daß die Platte als einfacher Träger, also mit $\mu = 1$ gerechnet würde. Für größere Stützweiten müßten jedenfalls lastverteilende Querträger angeordnet werden, die dann infolge ihrer starren Verbindung mit der Platte eine weitere Unterstützung für diese selbst und damit die Möglichkeit bieten, die Platte mit einer größeren Einspannung also etwa mit $\mu = \frac{1}{3}$ bezw. $\frac{2}{3}$ zu rechnen.

c) Einfluß der Auskragung der Platte über die Randbalken.

Die Verbreiterung der Platte über die Randbalken hinaus bewirkt in statischer Hinsicht, daß in der Platte über dem Randbalken, also der ersten Stütze, ein negatives Biegungsmoment entsteht, welches die positiven Biegungsmomente im ersten Felde verringert, also der Größe der Biegungsmomente in den mittleren Feldern näher bringt. Außerdem wird die Belastung der Randbalken durch die überkragende Platte vergrößert, die des benachbarten inneren Balkens vermindert und dadurch ein Ausgleich der Balkenlasten erzielt. Schließlich erreicht man auch eine Vergrößerung der Druckgurtbreite des Randbalkens, was für diesen ebenfalls eine statische Verbesserung bedeutet.

Das günstigste Maß c der Auskragung läßt sich nun verhältnismäßig einfach ermitteln, wenn man die Platte als durchlaufenden Träger über starren Stützen auffaßt, welche durch die Balken gebildet werden.

Für Fußgängerstege, welche durchgängig gleichförmig verteilte Belastung und in der Regel nur zwei Hauptträger aufweisen, läßt sich das günstigste Maß der Auskragung c in einfacher Weise z. B. aus der Bedingung finden, daß die größten positiven und die größten negativen Momente gleich groß sein sollen.

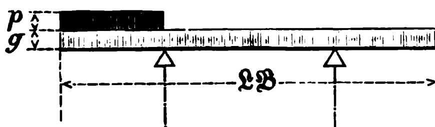


Abb. 192a.

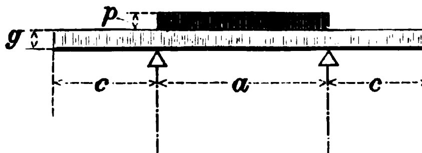


Abb. 192b.

Nach Abb. 192a entsteht über der Stütze das größte negative Moment dann, wenn der Kragarm mit p kg/m belastet ist. Es ist dann

$$M_s = \frac{(p+g)\,c^2}{2}.$$

Wird dagegen die Mittelöffnung nach Abb. 192b allein belastet, so ergibt sich daselbst das größte positive Moment

$$M_m = \frac{(p+g)\cdot a^2}{8} - \frac{g c^2}{2}.$$

Aus der Bedingung $M_s = M_m$ folgt

$$\frac{p c^2}{2} + \frac{2 g c^2}{2} = \frac{(p+g)\, a^2}{8},$$

also

$$\frac{c}{a} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{p+g}{p+2g}}.$$

Nimmt man als äußerste Grenzfälle eine Plattenstärke $d = 0{,}10$ m bezw. $d = 0{,}20$ m und einen Gußasphaltbelag von 3 cm Stärke mit 40 kg/m² Gewicht an, so ergibt sich für eine Belastung durch Menschengedränge von $p = 560$ kg/m² der Wert

$$\frac{c}{a} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{560+(240+40)}{560+2\,(240+40)}} = \frac{1}{2}\sqrt{0{,}75} = 0{,}43 \text{ (für } d = 0{,}10 \text{ m)}$$

$$\text{bezw. } \frac{c}{a} = \frac{1}{2}\sqrt{0{,}675} = 0{,}41 \text{ (für } d = 0{,}20 \text{ m).}$$

Es ergibt sich somit das Verhältnis $c : a =$ i. M. **0,42**. Dieser Wert wird um so kleiner, je mehr die ständige Last gegenüber der Verkehrslast überwiegt. Für Eigengewicht allein oder für eine über die ganze Breite gleichmäßig verteilte Belastung p erreicht er als unterste Grenze den Wert $c : a = 0{,}355$.

Diesen beiden Werten entsprechen sodann, da

$$\overline{LB} = 2c + a = 2c + \frac{c}{0{,}42} = 4{,}38\, c \text{ bezw. } 4{,}82\, c \text{ ist,}$$

die Verhältnisse $c : \overline{LB} = 0{,}23$ bezw. $0{,}21$.

Bei wirtschaftlicher Ausnutzung der Auskragung sind daher für einen Gangsteg mit 2 Hauptträgern die Auskragungen zu rd. 21 vH., also der Abstand der Balken zu rd. 58 vH. der Gesamtbreite zu wählen.

Für eine Platte über mehreren starren Stützen würde sich die Bedingung ergeben, daß das größte Biegungsmoment im Endfelde nicht größer sei als in einem der mittleren Felder. Es müßte daher unter Bezugnahme auf die Ergebnisse der Übersicht X bezw. der Abb. 179 (vergl. S. 332 ff.) sein

$$\frac{2}{3} g \frac{a^2}{8} + \frac{4}{5} p \frac{a^2}{8} - \left(\text{rd.} \frac{g' c^2}{2}\right) \leq \frac{1}{3} g \frac{a^2}{8} + \frac{2}{3} p \frac{a^2}{8}$$

$$\frac{g a^2}{24} + \frac{p a^2}{60} < \frac{g' c^2}{2}$$

$$\text{oder} \qquad \frac{c}{a} > \sqrt{\frac{5g+2p}{60 g'}},$$

wenn mit g' das Gewicht des überkragenden Plattenteiles nebst Gangbahnbelag, mit g die ständige Last der inneren Plattenfelder und mit p die Verkehrsbelastung bezeichnet wird. Setzt man z. B. $g = 500$ kg/m, $p = 800$ kg/m und $g' = 300$ kg/m, so wird

$$\frac{c}{a} \geq \sqrt{\frac{5\cdot 500 + 2\cdot 800}{60\cdot 300}} = 0{,}477,$$

für $g' = g = p$ aber

$$\frac{c}{a} \geq \sqrt{\frac{7}{60}} = 0{,}342,$$

so daß auch hier als Mittelwert $c : a = 0{,}42$ angenommen werden kann. Für eine

gegebene Brückenbreite $\overline{LB}$ und eine bestimmte Balkenzahl n wäre demnach der Abstand der Balken allgemein aus

$$(n-1)\cdot a + 2\,c = \overline{LB}$$

zu

$$a = \frac{\overline{LB}}{n - 0{,}16}$$

bezw. die Auskragung zu

$$c = \frac{0{,}42\cdot\overline{LB}}{n - 0{,}16}$$

anzunehmen.

III. Berechnung der einfachen Balken.

Die Berechnung der in den Balken auftretenden Biegungsmomente und Querkräfte bietet so lange keinerlei Schwierigkeiten, als die Auflagerkräfte nach den einfachen statischen oder Hebelgesetzen bestimmbar sind. Dies trifft im allgemeinen nur bei Trägern auf zwei frei beweglichen und drehbaren Stützen zu, also dann, wenn an den Stützen keinerlei Beschränkung der Beweglichkeit durch Einspannungsmomente vorhanden ist. Diese Träger sind daher unter dem Begriff der statisch bestimmten oder einfachen Träger zusammenzufassen, wogegen bei Trägern, die über mehrere Stützen durchlaufen, die Höhenlage der Stützen gegenüber der ursprünglichen Trägerachse von wesentlichem Einfluß ist. Zur Ermittlung der Auflagerkräfte solcher Träger ist daher die Kenntnis des elastischen Verhaltens des Trägers und der Stützen unter der Belastung notwendig und die Aufgabe nicht mehr allein nach den einfachen statischen, sondern nur unter Zuhilfenahme der Elastizitätsgesetze lösbar. Diese Träger gehören daher ebenso wie die mit ihren Stützen fest verbundenen Träger zu der großen Gruppe der sogenannten statisch unbestimmten Träger. Bezüglich der theoretischen Begründung der Berechnungsweise dieser Grundformen muß auf die a. a. O. gegebenen ausführlichen Ableitungen verwiesen werden. Im folgenden soll lediglich an Hand von Beispielen die Anwendung der verschiedenen Berechnungsarten gezeigt werden.

1. Ermittlung der äußeren Kräfte (Belastungen und Stützkräfte).

Die äußeren Kräfte, welche auf den zunächst gewichtslos gedachten Balken einwirken, zerfallen in die ständige oder tote Last und die zufällige, Verkehrs- oder Nutzlast, sowie die aus diesen entstehenden Auflager- oder Stützkräfte. Die Bestimmung der Lasten erfolgt ohne Rücksicht auf die statische Grundform des Tragwerks unter Beachtung der in Abschnitt C gegebenen Belastungsannahmen, der für das Bauwerk gewählten Abmessungen und der für dasselbe vorgesehenen Verkehrsverhältnisse.

a) Ständige Last.

Zur Ermittlung der ständigen Last ist zunächst ein genauer Querschnitt der Brücke, insbesondere der von den Abmessungen des Tragwerks unabhängigen Oberflächenbefestigung, sowie der Geländer, Brüstungen und der sonstigen Aufbauten erforderlich, auf Grund dessen das Gewicht der „toten Last“ gemäß Abschnitt C 1a berechnet wird. Die Abmessungen des Tragwerks sind vorläufig schätzungsweise anzunehmen, wozu vorteilhaft die Angaben des Abschnitts D über „übliche Werte der Grundgrößen“ verwertet werden können. Die auf Grund der vorläufigen Annahmen ermittelten Gewichte des Tragwerks sind im Falle einer Abänderung, die im Laufe der folgenden eingehenden Berechnung der Einzelteile

erforderlich werden sollte, stets sofort zu berichtigen, so daß sie mit den in der weiteren Berechnung verwendeten Gewichtszahlen und mit der Ausführung übereinstimmen.

Die Ermittlung der auf die einzelnen Balken entfallenden ständigen Last erfolgt gewöhnlich einfach derart, daß das gesamte Brückengewicht auf alle Balken gleichmäßig verteilt angenommen wird. Diese Annahme stimmt jedoch nur dann mit der Wirklichkeit überein, wenn die sämtlichen Hauptträger durch genügend viele, kräftige lastverteilende Querverbände so starr miteinander verbunden sind, daß eine ungleichmäßige elastische Durchbiegung der Hauptbalken ausgeschlossen erscheint. Sind solche Querverbindungen nicht vorhanden, erfolgt also die Verbindung der Tragbalken nur durch die Platte, so ist diese als durchlaufender Träger anzusehen, dessen Stützen die Tragbalken bilden. Diese werden angesichts ihrer verhältnismäßig großen Steifigkeit gegenüber der der Platte zumeist als starre Stützen angesehen und danach die Verteilung der Last ermittelt.

Diese Annahme starrer Stützen kann unter Umständen zu unrichtigen Ergebnissen führen, wenn die Steifigkeit der einzelnen Balken sehr stark voneinander abweicht, wie es z. B. sehr häufig bei den Randbalken unter erhöhten Gangbahnen der Fall ist. Dann übernehmen diese Balken gemäß ihrer größeren Steifigkeit einen entsprechenden größeren Lastenanteil, als ihnen allein ihrer Lage nach zukäme. Die Berücksichtigung derartiger Einflüsse ist jedoch zu umständlich, als daß darauf in der Praxis allgemein zurückgekommen werden könnte, und es empfiehlt sich in einem solchem Falle, die auf die starken Träger entfallende Belastung schätzungsweise reichlicher anzunehmen.

Als Anhalt für die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Hauptträger diene die Übersicht XII. In dieser sind unter der Annahme gleichen Stützenabstandes die Stützendrücke angegeben, welche von einer gleichförmig verteilten Belastung auf die starren Stützen durchlaufender Balken ausgeübt werden. Die fettgedruckten Zahlen der ersten Abteilung der Übersicht geben die Stützendrücke für Vollbelastung an, gelten demnach für die ständige Last, wogegen die übrigen Zahlen den Stützendrücken bei streckenweise, und zwar über je eine Öffnung gleichmäßig verteilter Belastung entsprechen, also für die Verkehrsbelastung gelten. Diese Zahlen haben auch Gültigkeit für nicht vollkommen gleichmäßig verteilte, dabei aber symmetrisch zur Öffnungsmitte gelegene Belastungen, wogegen sie für ungleichmäßig verteilte Lasten wenigstens als Anhalt zur Schätzung der Lastverteilung dienen können.

Die Zahlen der zweiten Abteilung geben die Stützendrücke von einer den Randbalken überragenden Auskragung. Durch diese wird auf den Randbalken ein Stützendruck ausgeübt, der gleich ist dem Gewicht P_c der überstehenden Teile, vermehrt um einen vom Biegungsmoment über dem Randbalken abhängigen Wert $\alpha \cdot \frac{M_c}{a}$.

Um auch den Einfluß der innerhalb eines Feldes ungleichförmig verteilten Last ermitteln zu können, werden in der dritten Abteilung der Übersicht die Einflußlinien der positiven Stützendrücke A, B und C für einen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Träger dargestellt, die mit großer Annäherung für alle vorkommenden Fälle dienen können. Hierbei ist der Auflagerdruck $A = P \cdot y$, worin y die mittlere Höhe der unter der Laststrecke gelegenen Fläche bedeutet, welche von der Einflußlinie und der Grundlinie eingeschlossen wird. In den meisten Fällen kann zur Vereinfachung mit hinreichender Genauigkeit die Ordinate unter dem Lastschwerpunkte genommen werden.

Beispiel 3. Als Beispiel diene der in Abb. 193 dargestellte Querschnitt einer Brücke von 7 m Straßenbreite mit Schotterfahrbahn und beiderseitigen 1,5 m breiten Gangbahnen mit Asphaltplattenbelag. Der Eisenbetonkörper bestehe aus der 0,16 m starken Deckenplatte mit sechs Tragrippen unter der Fahrbahn, die in Abständen von 2,50 m durch lastverteilende Querträger versteift seien. Die erhöhten Gangbahnen werden durch die konsolartig überstehenden Enden der Querträger getragen.

Übersicht XII.

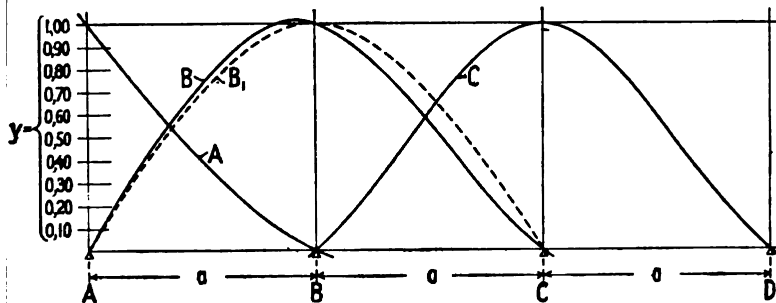
Stützendrücke durchlaufender Träger auf starren Stützen gleichen Abstandes.

Balkenanordnung	Laststrecke	Beiwerte α der Auflagerdrücke A	B	C	D	E	F	Bemerkung
I. Einfluß der auf je eine ganze Öffnung gleichmäßig verteilten Last $p \cdot a$.								
A B C; a a	AB	0,438	0,625	— 0,062				Auflagerdrücke = $\alpha \cdot p \cdot a$
	AC	**0,375**	**1,250**	**0,375**				
A B C D; a a a	AB	0,433	0,650	— 0,100	0,017			
	BC	— 0,050	0,550	0,550	— 0,050			
	AC	0,383	1,200	0,450	— 0,033			
	AD	**0,400**	**1,100**	**1,100**	**0,400**			
A B C D E; a a a a	AB	0,433	0,652	— 0,107	0,027	0,005		
	BC	— 0,049	0,545	0,571	— 0,080	0,013		
	AC	0,384	1,197	0,464	— 0,054	0,009		
	BD	— 0,036	0,464	1,143	0,464	— 0,036		
	AE	**0,393**	**1,143**	**0,928**	**1,143**	**0,393**		
A B C D E F; a a a a a	AB	0,433	0,652	— 0,108	0,029	— 0,007	0,001	
	BC	— 0,053	0,553	0,567	— 0,085	0,021	— 0,003	
	CD	0,013	— 0,079	0,566	0,566	— 0,079	0,013	
	AC	0,380	1,205	0,459	— 0,056	0,014	— 0,002	
	BD	— 0,040	0,474	1,133	0,481	— 0,058	0,010	
	AF	**0,391**	**1,140**	**0,969**	**0,969**	**1,140**	**0,391**	

II. Einfluß beliebiger Belastung P_c überkragender Enden mit dem Biegungsmoment M_c über dem Randträger.

Balkenanordnung	Konsollast bei	A	B	C	D	E	F	Bemerkung
A B; c a c	A	0,500	— 0,500					Auflagerdrücke der Randbalken neben der Last $= P_c + \alpha \cdot \frac{M_c}{a}$; Auflagerdrücke der übrigen Balken $= \alpha \cdot \frac{M_c}{a}$
	A und B	**0**	**0**					
A B C	A	1,250	— 1,500	0,250				
	A und C	**1,500**	**— 3,000**	**1,500**				
A B C D	A	1,267	— 1,600	0,400	- 0,067			
	A und D	**1,200**	**— 1,200**	**— 1,200**	**1,200**			
A B C D E	A	1,268	— 1,607	0,428	— 0,107	0,018		
	A und E	**1,286**	**— 1,714**	**0,856**	**— 1,714**	**1,286**		
A B C D E F; c a a a a a c	A	1,268	- 1,608	0,431	— 0,115	0,029	— 0,005	
	A und F	**1,263**	**- 1,579**	**0,316**	**0,316**	**— 1,579**	**1,263**	

III. Einfluß ungleichförmig verteilter Lasten und Einzellasten.



Auflagerdruck $= P \cdot y$.

Es gelten die Linien

A für die Randstütze

B für die zweite Stütze

B' desgl., wenn nur drei Stützen vorhanden

C für alle übrigen inneren Stützen

Durch Weglassung der konsolartigen Auskragungen außerhalb der Linie *aa* in Abb. 193 und der entsprechenden Werte der Übersicht auf Seite 348 und 349 unter „Gangbahnen“ ergibt sich das Beispiel einer Brücke ohne seitliche Gangbahnen mit unmittelbar an den Brückenstirnen liegenden Randbalken.

Die Ermittlung des Gewichts der Brücke nebst der Straßenbefestigung erfolgt zweckmäßig in der auf Seite 348 u. 349 gezeigten Tabellenform unter Benutzung der auf S. 266 gegebenen Einheitsgewichte, sowie der aus der Abb. 193 ersichtlichen Maße. In Spalte 2 sind die Gewichte der ganzen Brücke für 1 m Brückenlänge, in Spalte 3 die für die Deckenberechnung maßgebenden Gewichte für 1 m² Brückentafel berechnet.

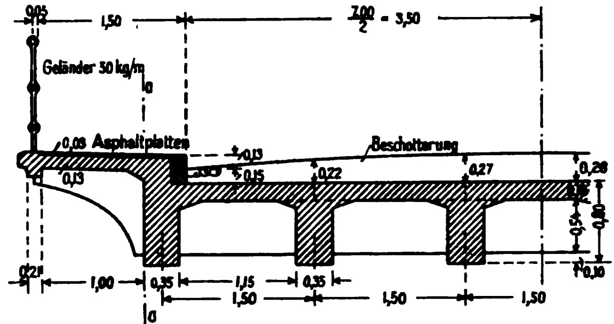


Abb. 193.

Für die zur Berechnung der Hauptträger wichtige Ermittlung des auf die einzelnen Hauptträger entfallenden Anteils am Gesamtgewicht ist die Kenntnis der Wirkungsweise der Platte und der Querträger notwendig. Da jedoch eine genaue Berechnung unter Berücksichtigung der elastischen Formänderungen kaum durchführbar erscheint, so werden meist Annäherungsrechnungen bevorzugt, die freilich sämtlich nur bedingte Geltung besitzen.

I. Bei der zumeist gebräuchlichen Annäherung wird die lastverteilende Wirkung der Querträger und der Platte vollständig vernachlässigt und die Deckenplatte aus einzelnen, über den inneren Hauptbalken durchschnittenen Tafeln bestehend angenommen. Danach ergeben sich die in Spalte 4, 5 und 6, S. 349 berechneten Anteilslasten der einzelnen Hauptträger zu

$$A = 2830 \text{ kg/m}, \qquad B = 1420 \text{ kg/m}, \qquad C = 2070 \text{ kg/m};$$

bezw. unter Weglassung der Werte für die „Gangbahnen“

$$A' = 1440 \text{ kg/m}, \qquad B' = 1920 \text{ kg/m}, \qquad C' = 2070 \text{ kg/m}.$$

Diese in der Praxis meist übliche Rechnungsweise kann nur als Annäherung gelten, da sie einer hervorragenden Eigenschaft der Eisenbetonbauten, der steifen Verbindung aller Teile, nicht Rechnung trägt.

II. Wird die Platte als durchlaufender Träger auf starren Stützen angesehen, ihre Verbindung mit den Rippen aber und auch die lastverteilende Wirkung der Querträger vernachlässigt, so ergeben sich unter Benutzung der Werte in Übersicht XII auf S. 345 die in Spalte 7, 8 und 9, S. 349 berechneten Anteilslasten zu

$$A = 2810 \text{ kg/m}, \qquad B = 1320 \text{ kg/m}, \qquad C = 2190 \text{ kg/m};$$

bezw. unter Weglassung der Gangbahnen

$$A' = 1290 \text{ kg/m}, \qquad B' = 2110 \text{ kg m}, \qquad C' = 2030 \text{ kg/m}.$$

Diese Annahme einer unendlich großen Steifigkeit der Hauptbalken ist nur für die Strecken unmittelbar über den Auflagern genau, für die in der Brückenmitte liegenden und daher für die Biegungsmomente der Balken hauptsächlich maßgebenden Strecken aber nur wenig zutreffend.

III. Werden nun die Querträger als vollkommen starre Körper angenommen und die Last auf alle Hauptträger gleichmäßig verteilt gerechnet, was bei sehr weit

gespannten und schmalen Brücken mit gleich starken Hauptträgern nahezu zutreffen dürfte, so ergibt sich

$$A = B = C = \frac{12\,630}{6} = 2110 \text{ kg/m},$$

bezw.

$$A' = B' = C' = \frac{10\,860}{6} = 1810 \text{ kg/m}.$$

IV. Sind aber die Hauptträger verschieden stark, so verteilt sich die Last unter Annahme vollkommen starrer Querträger — also gleich großer elastischer Durch-

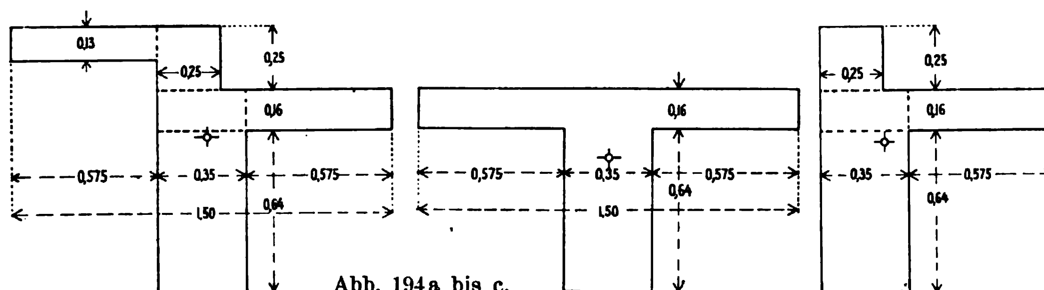


Abb. 194a bis c.

biegung der Hauptträger — auf die einzelnen Balken im Verhältnis der Trägheitsmomente[1]) ihrer wirksamen Querschnitte. Für unser Beispiel berechnen sich dieselben unter Annahme der in Abb. 194a bis c dargestellten Querschnittsgrößen zu

$$J_A = 0{,}460 \text{ m}^4 \text{ und } J_B = J_C = 0{,}267 \text{ m}^4;$$

bezw. unter Wegfall der Auskragungen zu

$$J_A = 0{,}348 \text{ m}^4 \text{ und } J_B = J_C = 0{,}267 \text{ m}^4;$$

demnach ergibt sich die Lastverteilung zu

$$A = 12\,630 \cdot \frac{0{,}460}{2 \cdot 0{,}460 + 4 \cdot 0{,}267} = 2920 \text{ kg/m}$$

$$B = C = 12\,630 \cdot \frac{0{,}267}{2 \cdot 0{,}460 + 4 \cdot 0{,}267} = 1700 \text{ kg/m}$$

bezw. für den Brückenquerschnitt ohne Gangbahnen zu

$$A' = 10\,860 \cdot \frac{0{,}348}{2 \cdot 0{,}348 + 4 \cdot 0{,}267} = 2150 \text{ kg/m}$$

$$B' = C' = 10\,860 \cdot \frac{0{,}267}{2 \cdot 0{,}348 + 4 \cdot 0{,}267} = 1640 \text{ kg/m}.$$

Die vergleichende Gegenüberstellung der vier genannten Rechnungsweisen zeigt, daß die Werte sehr erheblich voneinander abweichen, denn es ist

nach Rechnung	die Balkenlast in kg/m beim Querschnitt mit überragenden Enden			die Balkenlast in kg/m beim Querschnitt ohne Gangbahnen		
	A	B	C	A'	B'	C'
I	**2830**	**1420**	**2070**	**1440**	**1920**	**2070**
II	2810	1320	2190	1290	2110	2030
III	2110	2110	2110	1810	1810	1810
IV	**2920**	**1700**	**1700**	**2150**	**1640**	**1640**

[1]) Vergl. Fußnote beim Beispiel 10

Berechnung der

	Einzelteile des Brückenquerschnitts	Gewichte in kg für 1 m Brücke	Gewichte in kg für 1 m² Platte
Fahrbahn	Beschotterung, 0,15 m bis 0,28 m stark .	$7{,}0 \cdot \left(0{,}15 + \frac{2}{3}\, 0{,}13\right) 2000 = \mathbf{3\,310}$	$0{,}28 \cdot 2000 = \mathbf{560}$
Fahrbahn	Randsteine einschl. Randbalken (oberhalb der Plattenoberfläche)	$2 \cdot \frac{0{,}85}{2} \cdot 0{,}28 \cdot 2400 = \mathbf{570}$	—
Fahrbahn	Platte, 0,16 m stark	$7{,}85 \cdot 0{,}16 \cdot 2400 = \mathbf{3\,020}$	**384**
Fahrbahn	Querträger in 2,5 m Abstand	$\frac{5 \cdot 1{,}15 \cdot 0{,}54 \cdot 0{,}20 \cdot 2400}{2{,}50} = \mathbf{600}$	—
Gangbahnen	Platte einschl. Asphaltplattenbelag . . .	$2 \cdot 1{,}00 \cdot (0{,}13 \cdot 2400 + 50) = \mathbf{720}$	**362**
Gangbahnen	Randbalken und Geländer	$2 \cdot (0{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 2400 + 50) = \mathbf{600}$	—
Gangbahnen	Konsolen.	$2 \cdot \left(1{,}1 \cdot 0{,}8 - \frac{2}{3} \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}94\right) = \mathbf{450}$	—
	Hauptträger	$6 \cdot [0{,}35 \cdot 0{,}64 + 0{,}05 \cdot 0{,}20] \cdot 2400 = \mathbf{3\,360}$	—
	Zusammen . . .	**12 630**	

Es erscheint demnach wegen der Vereinfachung des Rechnungsverfahrens angezeigt, in jedem Falle die Rechnung nach I und IV durchzuführen, da der Unterschied der so erhaltenen beiden Werte die Größe der auf den Querträger wirkenden Kräfte darstellt. Für die Berechnung der Hauptträger selbst empfiehlt es sich, zur Sicherheit den größeren der beiden Werte für jeden Hauptträger, mindestens aber den Mittelwert derselben anzunehmen. Jedenfalls darf die Wirkung etwaiger Querträger und verschieden starker Hauptträger nicht vernachlässigt, sie kann vielmehr zwischen den beiden Grenzfällen I und IV angenähert eingeschätzt werden. Die gegen I etwas umständlichere Rechnungsweise II mit Berücksichtigung der Platte als durchlaufender Träger kann unterbleiben, da die Ergebnisse dieser beiden Rechnungsarten nur geringe Verschiedenheit zeigen.

b) Verkehrslast.

Für die Ermittlung der von der Verkehrslast auf einen Träger entfallenden Anteile gelten sinngemäß die vorstehenden Erwägungen ebenfalls. Da aber die Berücksichtigung der durch die durchlaufende Platte bewirkten Lastverteilung sehr umständlich ist und zu Ergebnissen von nur bedingter Richtigkeit führt, wird auch hier als genügend genau angenommen werden können, daß die Platte aus einer Reihe einfacher Platten besteht, die über den Balken durchschnitten sind, das heißt, daß sich die Verkehrslasten nach den einfachen Hebelgesetzen auf die einzelnen Hauptträger verteilen. Diese Annahme erscheint umsomehr zulässig, als eine Vollbelastung der ganzen Brücke derart, daß gleichzeitig jeder Hauptträger seine größte Belastung erhält, fast ausgeschlossen ist. Es dürfte daher infolge der Übertragung der Lasten von den vollbelasteten nach den weniger beanspruchten Balken eine genügende Sicherheit gegen örtliche Überlastung geboten sein. Aus den sich auf diese Weise ergebenden Anteilslasten ist sodann für jeden Balken ein Lastenzug zu bilden, der die größten, auf den Balken

ständigen Balkenlasten

Hiervon entfällt auf 1 m Hauptträger in kg					
nach Rechnungsweise I			nach Rechnungsweise II		
C	*B*	*A*	*C*	*B*	*A*
$1{,}50\cdot 0{,}27\cdot 2000 = \mathbf{810}$	$1{,}50\cdot 0{,}22\cdot 2000 = \mathbf{660}$	$\frac{3880}{2} - 810 - 660 = \mathbf{470}$	$0{,}97\cdot 1{,}50\cdot 0{,}27\cdot 2000 = \mathbf{790}$	$1{,}14\cdot 1{,}50\cdot 0{,}22\cdot 2000 = \mathbf{750}$	$\frac{3880}{2} - 790 - 750 = \mathbf{400}$
$1{,}50\cdot 3{,}84 + \frac{600}{5} = \mathbf{700}$	$1{,}50\cdot 384 + \frac{600}{5} = \mathbf{700}$	$\frac{3620}{2} - 2\cdot 700 = \mathbf{410}$	$0{,}97\left(1{,}50\cdot 384 + \frac{600}{5}\right) = \mathbf{680}$	$1{,}14\left(1{,}50\cdot 384 + \frac{600}{5}\right) = \mathbf{800}$	$\frac{3620}{2} - 680 - 800 = \mathbf{330}$
	$-\frac{M_c}{a}$ *) $= -500$	$\frac{1770}{2} + \frac{M_c}{a} = 1390$	$0{,}32\,\frac{M_c}{a} = 160$	$-1{,}58\,\frac{M_c}{a} = -790$	$\frac{1770}{2} - 160 + 790 = 1520$
560	560	560	560	560	560
2070	1420	2830	2190	1320	2810

*) Es ist $\frac{M_c}{a} = \frac{1}{1{,}50}\left(\frac{720}{2}\cdot 0{,}675 + \frac{600}{2}\cdot 1{,}280 + \frac{450}{2}\cdot 0{,}56\right) = \frac{743}{1{,}50} = 496 = \text{rd. } 500 \text{ kg}.$

wirkenden Kräfte in ungünstigster Zusammendrängung zeigt und als Grundlage für die Ermittlung der inneren Balkenkräfte dient.

Beispiel 4. Als Beispiel sei die oben behandelte Brücke (Abb. 193) gewählt, für deren einen inneren Hauptbalken der maßgebende Lastenzug sich wie folgt ergibt.

Die Verkehrslast der Brücke bestehe aus einer Dampfwalze von 17,5 t Gewicht oder einem Wagen von 12 t Gewicht (vergl. Übersicht VI S. 268) und aus Menschengedränge von 400 kg/m² für die freibleibenden Flächen. Die Berechnung des Anteils, welcher von den einzelnen Lasten auf den zu betrachtenden Balken entfällt, erfolgt ohne Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Platte selbst. Die Platte wird daher als einfacher, über dem Balken durchschnittener Träger angesehen.

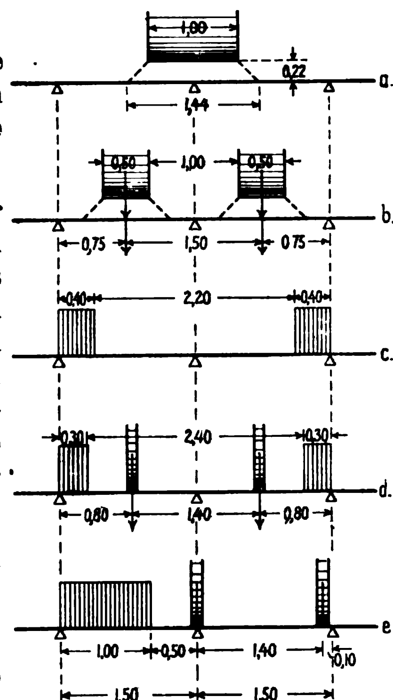


Abb. 195.

Von den Radlasten der Dampfwalze entfallen auf einen inneren Balken, und zwar:

von der Lenkachse bei der Laststellung nach Abb. 195a und bei einer Verteilungsbreite

$$v = t + 2\cdot s = 1{,}00 + 2\cdot 0{,}22 = 1{,}44 \text{ m}$$

eine Last von

$$P_1 = 2 \cdot \frac{7500}{2} \cdot \frac{1{,}50 - \frac{1{,}44}{4}}{1{,}50} = 7500 \cdot \frac{1{,}14}{1{,}50} = 5700 \text{ kg},$$

von der Treibachse nach Abb. 195b

$$P_2 = 2 \cdot \frac{10\,000}{2} \cdot \frac{0{,}75}{1{,}50} = 5000 \text{ kg},$$

von dem Menschengedränge neben der Walze nach Abb. 195c

$$p_3 = 2 \cdot 400 \cdot \frac{0{,}40^2}{2 \cdot 1{,}50} = 43 \text{ kg/m},$$

von dem Menschengedränge vor und hinter der Walze

$$p_4 = 400 \cdot 1{,}50 = 600 \text{ kg/m}.$$

Hiernach ergibt sich der in Abb. 196a dargestellte Lastenzug, der bei einem Balkenabstand von 1,50 m einer 17,5 t schweren Dampfwalze mit dem dieselbe umgebenden Menschengedränge entspricht.

Für den **Lastwagen** von 12 t Gewicht wären die auf den Balken entfallenden Achslasten nach Abb. 195d

$$P_1 = P_2 = 2 \cdot \frac{6000}{2} \cdot \frac{0{,}80}{1{,}50} = 3200 \text{ kg},$$

das Menschengedränge neben dem Wagen

$$p_3 = 2 \cdot 400 \cdot \frac{0{,}30^2}{2 \cdot 1{,}50} = 24 \text{ kg/m}.$$

Einen etwas größeren Wert für die Trägerbelastung durch den Wagen erhält man im vorliegenden Falle, wenn die eine Radreihe unmittelbar über den Träger gestellt wird (Abb. 195e). Die Achslasten bleiben dann dieselben wie vorher, und zwar

$$P_1 = P_2 = \frac{6000}{2} \cdot \left(1 + \frac{0{,}10}{1{,}50}\right) = 3200 \text{ kg}.$$

dagegen wird der Wert p_3 größer als vorher, und zwar

$$p_3 = 400 \cdot \frac{1{,}00^2}{2 \cdot 1{,}50} = 133 \text{ kg/m}.$$

Der ungünstigste Lastenzug, der dem unbespannten 12 t-Wagen entspricht, ist daher der in Abb. 196b dargestellte, wobei angenommen ist, daß die Zugpferde des Wagens abgespannt seien. Andernfalls wäre für die Pferde eine mit 2000 kg gleichförmig belastete Strecke von 6,0 m Länge, also an Stelle der Last p_4 auf der einen Seite eine solche von

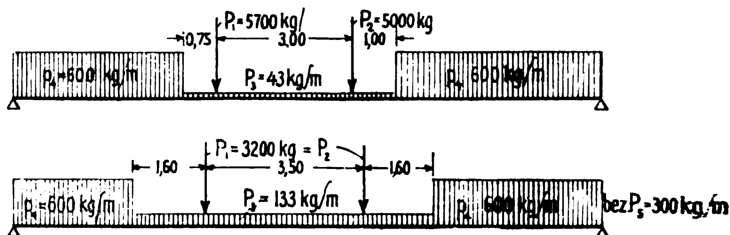


Abb. 196a und b.

$$p_5 = p_3 + \text{rd.} \frac{2000}{2} \cdot \frac{1}{6{,}0} = 300 \text{ kg/m auf } 6{,}0 \text{ m Länge}$$

anzunehmen, an deren Ende sich bei sehr langen Brücken ein neuer Wagenzug anzuschließen hätte.

Der Winddruck auf die Verkehrslast bewirkt außer der in der Ebene der Fahrbahnoberfläche wirkenden wagerechten Kraft eine Veränderung der lotrechten Raddrücke, indem infolge seiner kippenden Wirkung die Belastung der einen Radreihe vermehrt, die der anderen Radreihe um den gleichen Betrag vermindert wird (vergl. Abb. 125, S. 269). Für die symmetrisch zum Balken stehenden Lasten (vergl. Abb. 195a, b und d) gleichen sich die beiden Wirkungen aus. Dagegen kommt bei der unsymmetrischen Laststellung, Abb. 195e, unter der Annahme, daß die vom Wagen gebotene Winddruckfläche ein Rechteck von 2,00 m Höhe und 6,70 m Länge darstellt, vom Winddruck auf jedes Rad eine Last von $P_w = \pm \frac{150 \cdot 2{,}00 \cdot 6{,}70}{2} \cdot \frac{1{,}00}{1{,}40} = \text{rd.} \pm 720$ kg zur Wirkung. Die Vergrößerung der auf den Balken entfallenden Lastanteile ist daher für jede Achslast

$$P_w = 720 \cdot \frac{(+1{,}50 - 0{,}10)}{1{,}50} = 670 \text{ kg}$$

oder $100 \cdot \frac{670}{3200} = 21$ vH. des vom Wagengewicht ausgeübten Druckes. Die Einzellasten im Lastenzuge, Abb. 196b, werden daher durch den Winddruck erhöht auf

$$P_1' = P_2' = 3200 + 670 = 3870 \text{ kg},$$

wogegen die dem Menschengedränge entsprechenden, gleichförmig verteilten Lasten durch den Winddruck nicht verändert werden. Auch bei den Dampfwalzen darf man den Winddruck vernachlässigen in Anbetracht der großen Verteilungsbreite und ihrer im allgemeinen nur geringen Bauhöhe und Winddruckfläche, die zum größten Teile als durch das Menschengedränge gedeckt angesehen werden kann.

Die auf den Randbalken entfallende Belastung von der Dampfwalze nebst Menschengedränge berechnet sich wie folgt:

von der an der Bordkante stehenden Treibachse nach Abb. 197a

$$P_2 = 5000 \cdot \frac{1{,}12}{1{,}50} = 3750 \text{ kg},$$

von der Lenkachse nach Abb. 197b

$$P_1 = \frac{7500}{1{,}40} \cdot \frac{1{,}04^2}{2 \cdot 1{,}50} = 1930 \text{ kg},$$

von dem Menschengedränge auf der Gangbahn neben der Walze nach Abb. 197c

$$p_3 = 400 \cdot 1{,}38 \cdot \frac{1{,}50 + 1{,}38}{1{,}50} = 810 \text{ kg/m},$$

vom Menschengedränge vor und hinter der Walze

$$p_4 = 400 \cdot \frac{(1{,}50 + 1{,}38)^2}{2 \cdot 1{,}50} = 1100 \text{ kg/m}.$$

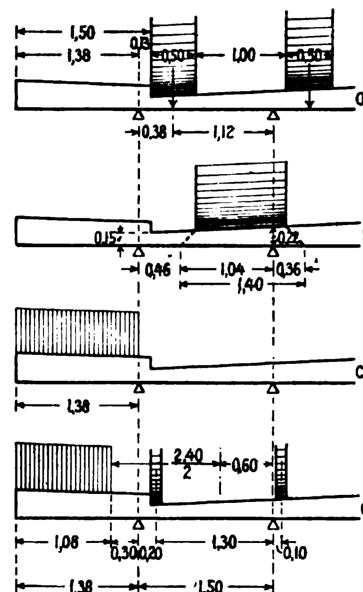


Abb. 197.

Somit ergibt sich für die Belastung durch die Dampfwalze nebst Menschengedränge der in Abb. 198a aufgetragene Lastenzug.

Für den 12 t-Wagen erhält man nach Abb. 197d folgende Lasten, und zwar von einer Achse

$$P_1 = P_2 = 3000 \cdot \frac{1,30}{1,50} = 2600 \text{ kg},$$

vom Menschengedränge neben dem Wagen

$$p_3 = 400 \cdot 1,08 \cdot \frac{1,50 + 1,38 - \frac{1,08}{2}}{1,50} = 680 \text{ kg/m},$$

vom Menschengedränge vor und hinter dem Wagen wie bei der Dampfwalze

$$p_4 = 1100 \text{ kg/m}$$

und somit den Lastenzug ohne Zugpferde nach Abb. 201b bezw. bei Hinzutritt von Pferden auf einer Seite eine Last von

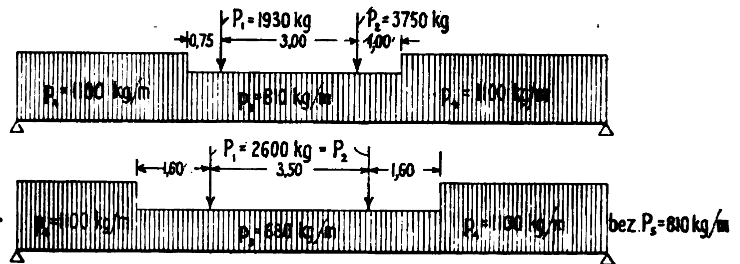


Abb. 198a und b.

$$p_5 = p_3 + \frac{2000}{6,00} \cdot \frac{0,60}{1,50} = 680 + 133 = \text{rd. } 810 \text{ kg/m auf } 6,0 \text{ m Länge.}$$

Durch den Winddruck wäre bei den Einzellasten eine Erhöhung um

$$P_w = 720 \cdot \frac{1,30}{1,50} = 620 \text{ kg}$$

zu verzeichnen, also

$$P_1' = P_2' = 2600 + 620 = 3220 \text{ kg}$$

anzunehmen.

c) Stützkräfte.

Zu den äußeren Kräften, die auf einen Balken wirken, zählen auch die Stütz- oder Auflagerkräfte, das sind die Widerstände, die in den Auflagerkörpern durch die vorstehend besprochenen Lasten ausgelöst werden. Ihre Größe und Lage ist daher zunächst von der Größe und Lage dieser Lasten, weiter aber auch von dem Grade der Beweglichkeit der Stützpunkte abhängig. Am einfachsten und klarsten erscheinen sie bei den einfachen Balken mit je zwei frei drehbaren Stützpunkten, deren einer überdies eine Verschiebung in der Längsrichtung gestattet.

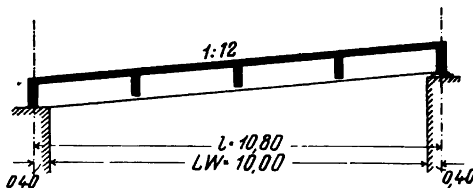


Abb. 199.

Beispiel 5. Die in Abb. 199 im Längsschnitt dargestellte Brücke habe den in der Abb. 193 dargestellten Querschnitt und sei auf dem tiefer liegenden Widerlager unverschieblich gestützt, wogegen das höher liegende Lager eine wagerechte Verschiebung in der Längsrichtung gestatten möge.

Da das höher liegende, bewegliche Lager nach der Annahme nur senkrechte Kräfte aufzunehmen vermag, so bewirken alle lotrechten Lasten auch im festen

Lager nur lotrechte Stützkräfte. Die Berechnung derselben erfolgt daher ohne Rücksicht auf die geneigte Trägerlage so, als ob der Träger wagerecht läge. Nur durch die schräg gerichteten Kräfte treten entsprechende wagerechte Seitenkräfte im festen Lager auf.

Die auf einen inneren Balken entfallende ständige Last wird gemäß Beispiel 3 zu $g = 2070$ kg/m angenommen, demnach sind die Auflagerdrücke

$$A_0 = B_0 = \frac{gl}{2} = \frac{2070}{100} \cdot \frac{1180}{2} = 12\,200 \text{ kg.}$$

Der größte Auflagerdruck von der Verkehrslast entsteht dann, wenn die schwerste Last eines der in Beispiel 2 ermittelten Lastenzüge unmittelbar über dem Auflager steht, und es ist daher

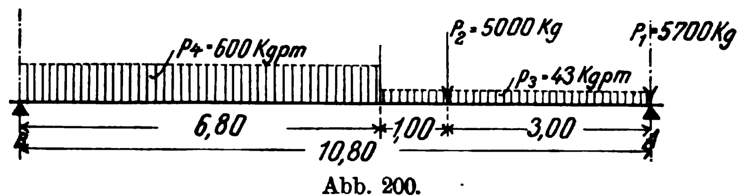


Abb. 200.

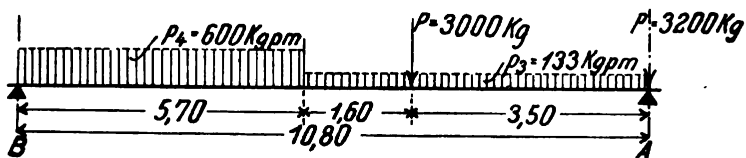


Abb. 201.

von der Dampfwalze nach Abb. 196a bezw. 200

$$A' = 5700 + 5000 \cdot \frac{7{,}80}{10{,}80} + 43 \cdot 4{,}0 \cdot \frac{8{,}80}{10{,}80} + 600 \cdot \frac{6{,}80^2}{2 \cdot 10{,}80}$$
$$= 5700 + 3610 + 140 + 1280 = 10\,730 \text{ kg,}$$

vom Lastwagen nach Abb. 196b bezw. 201

$$A' = 3200 + 3200 \cdot \frac{7{,}30}{10{,}80} + 133 \cdot 5{,}10 \cdot \frac{8{,}25}{10{,}80} + 600 \cdot \frac{5{,}70^2}{2 \cdot 10{,}80}$$
$$= 3200 + 2170 + 520 + 900 = 6790 \text{ kg}$$

und die Zusatzkraft vom Winddruck hierzu

$$A' = 670 \left(1 + \frac{7{,}30}{10{,}80}\right) = 1120 \text{ kg,}$$

sowie schließlich von der alleinigen Vollbelastung der Balken mit Menschengedränge $p_4 = 600$ kg/m

$$A'' = 600 \cdot \frac{10{,}80}{2} = 3240 \text{ kg.}$$

Alle vorberechneten Lagerdrücke wirken genau lotrecht, sobald die Lagerfuge[1]) des beweglichen Lagers wagerecht liegt, da in diesem Falle die Lagerdrücke rechtwinklig zur Lagerfuge wirken, also lotrecht und gleichgerichtet mit den Schwerkräften verlaufen.

Wäre jedoch die Lagerfuge des beweglichen Lagers gleichfalls geneigt, so wäre der wie vorstehend ohne Rücksicht auf die Lagerneigung berechnete lotrechte Auflagerdruck desselben in seine Seitenkräfte rechtwinklig und gleichgerichtet zur Lagerfuge zu zerlegen und die in die Balkenrichtung entfallende Seitenkraft vom Festlager

[1]) Unter Lagerfuge ist beim Rollenlager die Rollenbahn, beim Gleitlager die Gleitfläche zu verstehen. Flächen, in denen infolge irgendwelcher Verbindungsmittel eine Verschiebung unmöglich ist, gelten nicht als Lagerfugen, die für die Beurteilung der Lagerwirkung in Frage kämen, da sie beliebig gerichtete Lagerkräfte aufzunehmen vermögen.

aufzunehmen. Das gleiche Ergebnis erhält man auch durch die zeichnerische Zerlegung nach Abb. 202, wie ohne weiteres zu ersehen ist. Ebenso bedarf es keines weiteren Nachweises, daß die rechtwinklig zur Lagerfuge wirkende Stützkraft, welche für die Berechnung der Lagerteile maßgebend ist, niemals größer werden kann als der in vorstehendem Rechnungsgange ermittelte lotrechte Auflagerdruck.[1]

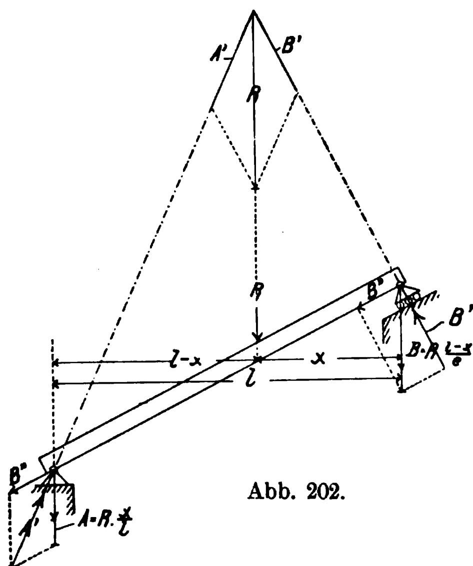


Abb. 202.

Der größte lotrechte Auflagerdruck eines inneren Balkens ist demnach von der ständigen und der durch eine Dampfwalze mit anschließendem Menschengedränge gebildeten Verkehrslast

$$\max A = 12200 + 10730 = \text{rd. } 22900 \text{ kg}.$$

Diesem Druck muß die Grundfläche des Balkenlagers entsprechen. Sie ist daher bei einer zulässigen Pressung in der Fuge von 25 kg/cm² mit mindestens $\frac{22900}{25} = 916$ cm² oder rd. 30 · 30 cm Seitenlänge auszubilden.

Wagerechte Auflagerkräfte entstehen bei wagerechten Lagerfugen nur durch wagerecht angreifende Lasten oder Reibungswiderstände. Erstere ergeben sich aus den zur Fortbewegung der Lasten erforderlichen Zugkräften bezw. den zur Geschwindigkeitsverminderung aufgewendeten Bremskräften, letztere aus den bei den Längenänderungen der Brückenträger entstehenden Reibungswiderständen der Lager. Die wagerechten Kräfte können auf alle Lagerpunkte gleichmäßig oder im Verhältnis der der Laststellung entsprechenden Stützendrücke verteilt angenommen werden, da die Fahrbahnplatte im wagerechten Sinne als vollkommen steife Tafel anzusehen ist und infolgedessen alle Lagerpunkte eines Brückenendes die gleichen wagerechten Verschiebungen ausführen. Da aber die wagerechten Kräfte nur von dem dieser Verschiebung entgegenstehenden Widerstand abhängen und dieser zumeist schon wegen des großen Eigengewichts in allen Punkten angenähert gleich ist, ebenso der Widerstand der Stützen auf der ganzen Brückenbreite gleich ist, so kann man alle Lager gleichbelastet annehmen.

Für den vorliegenden Fall der geneigten Brücke ergeben sich die größten wagerechten Auflagerkräfte wie folgt:

a) Von der zur Überwindung der Steigung erforderlichen Zugkraft ist und zwar von der Dampfwalze, wenn die Treibachse auf der Brücke, die Vorderachse außerhalb der Brücke steht (vergl. Punkt C 3 c, S. 276)

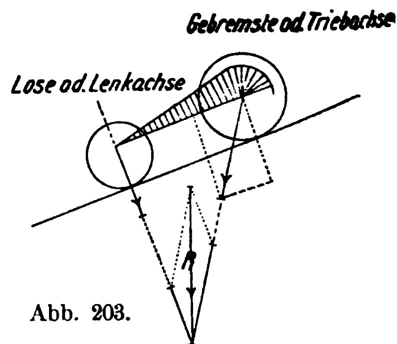


Abb. 203.

[1]) Ähnlich ist die Kräftezerlegung bei einem auf geneigter Bahn ruhig stehenden Wagen mit einer gebremsten Achse (Abb. 203). Da der Druck der ungebremsten, also losen Räder stets durch den Achsmittelpunkt und den Berührungspunkt des Radumfanges mit dem Boden gehen muß, steht er stets senkrecht zur Fahrbahn. Die verbleibende, in die Richtung der Fahrbahn entfallende Seitenkraft $P_1 \cdot \sin \alpha$ wird durch das auf Biegung beanspruchte Wagengestell auf die gebremste Achse übertragen, welche diese Kraft mittels der Reibung an die Fahrbahn abgibt. Diese Reibungskraft bildet das Verbindungsglied mit der Brückentafel, wird aber nur in dieser selbst wirksam und kommt für die Lagerung nicht in Frage, sobald beide Lasten, deren Mittelkraft eben lotrecht liegt, auf der Brücke sich befinden.

$$H_1 = P_1(\mu + s) + P_2 \cdot s = 7500\left(\frac{1}{40}+\frac{1}{12}\right) + 10\,000 \cdot \frac{1}{12} = 812 + 833 = \text{rd. } 1650 \text{ kg},$$

von einem 12 t-Wagen, wenn nur die Zugtiere sich auf der Brücke befinden,

$$H_1 = 12\,000\left(\frac{1}{40}+\frac{1}{12}\right) + 2000 \cdot \frac{1}{12} = 1300 + 166 = \text{rd. } 1470 \text{ kg}.$$

Für jeden der 6 Hauptträger ist daher, da wohl höchstens ein schweres Fahrzeug in der ungünstigen Stellung des Auffahrens für die Brücke in Frage kommt,

$$H_1 = \frac{1650}{6} = 275 \text{ kg}.$$

b) Von der Bremswirkung der Fahrzeuge, die an einem beliebigen Punkte der Brücke stehen können, ist, wenn die gebremste Achse allein auf der Brückentafel steht, von der Dampfwalze

$$H_2 = G \cdot \nu = 10\,000 \cdot 0{,}25 = 2500 \text{ kg},$$

von einem 12 t-Wagen äußerstenfalls (vergl. S. 273)

$$H_2 = \left(\frac{2}{3} \cdot 12\,000\right) \cdot 0{,}25 = 2000 \text{ kg}.$$

Für jeden Hauptträger daher bei Annahme höchstens eines schweren Fahrzeuges in Talfahrt

$$H_2 = \frac{2500}{6} = \text{rd. } 420 \text{ kg}.$$

c) Von der Lagerreibung bei einer Längenänderung der Verbindungslinie der Auflagerpunkte, die durch Wärmeänderungen oder durch die Spannungsänderungen infolge der zufälligen Belastung der Brücke bewirkt werden kann, ergibt sich die wagerechte Kraft als der Widerstand, welcher von einem der beiden Auflagerpunkte der nur geringen Bewegung entgegengestellt wird. Dieser Widerstand ist bei vollkommen starren Widerlagern nur von dem Gleitwiderstand in den Lagerfugen abhängig. Er wird aber durch die von der wagerechten Kraft hervorgerufene elastische Bewegung des Stützkörpers und auch durch die im Balken selbst eintretenden elastischen Formänderungen verringert. Da nach den Erfahrungen im Eisenbrückenbau durch die Erschütterungen bei Befahrung der Brücke der Reibungswiderstand zumeist vermindert, also die gewollte Bewegung erleichtert wird, und die von den elastischen Formänderungen herrührenden Bewegungen so klein sind, daß sie von den Stützkörpern zumeist ohne weiteres mitgemacht werden, so erscheint es zulässig, hier nur das Eigengewicht der Brücke allein in Rechnung zu stellen. Es wird bei Verwendung eiserner Gleitlager mit $\varrho = 0{,}25$ (vergl. S. 277)

$$H_3 = A\varrho = 12\,200 \cdot 0{,}25 = 3050 \text{ kg}.$$

Diese wagerechte Kraft tritt gleichzeitig in beiden Brückenenden, also auch im beweglichen Lager auf.

Die gesamte wagerechte Längskraft im festen Lager eines der inneren Balken unseres Beispiels ist demnach im ungünstigsten Falle

$$H = 275 + 420 + 3050 = \text{rd. } 3750 \text{ kg},$$

welcher sowohl die Lagerrippen, als auch etwaige Zwischenglieder widerstehen müssen. Sie ist auch für die Standsicherheit der Widerlager und die Pressung in der Bodenfuge von Bedeutung, wird aber zumeist vernachlässigt und der stets vorhandenen überschüssigen Sicherheit angerechnet.

d) Schließlich wäre noch die wagerechte Wirkung des Winddrucks quer zur Längsrichtung der Brücke zu berücksichtigen. Er findet in vorliegendem Falle eine

Angriffsfläche von rd. 1,0 m Höhe bei unbelasteter Brücke, bezw. von rd. 1,0 + 2,0 = 3,0 m bei belasteter Brücke vor, übt also auf jedes Widerlager (vergl. S. 276) einen wagerechten Auflagerdruck aus von

$$H_w = (1{,}0 \cdot 250) \cdot \frac{10{,}80}{2} = 1350 \text{ kg}$$

bezw.

$$H_w = (3{,}0 \cdot 150) \cdot \frac{10{,}80}{2} = 2430 \text{ kg}.$$

Dieser Druck wirkt annähernd gleichmäßig auf alle Lager jeder Seite und beträgt daher für jedes Lager höchstens

$$H_w = \frac{2430}{6} = 410 \text{ kg},$$

zu deren Aufnahme wohl immer die Reibungswiderstände in den Lagerfugen ausreichen.

Im allgemeinen wird die Ermittlung der Stützendrücke zur Berechnung der Lagerteile auf die größten lotrechten Kräfte beschränkt, da die wagerechten Kräfte von zu vielen nur angenähert geschätzten Festwerten abhängen und zum größten Teil schon durch die Reibung in den Lagern aufgenommen werden. Die Widerlager selbst sind wohl ausnahmslos schon mit Rücksicht auf den Erddruck erheblich stärker bemessen, als es die Stützkräfte des Überbaues bedingen. Nur für freistehende Zwischenstützen und Pfeiler gewinnen die wagerechten Stützkräfte Bedeutung, aber auch da werden die Reibungskräfte durch die elastische Nachgiebigkeit der Pfeiler stark vermindert, und es werden daher zumeist als wagerechte Kräfte in der Regel nur die Bremskräfte ermittelt und in Rechnung gestellt.

2. Ermittlung der inneren Kräfte (Biegungsmomente und Querkräfte).

Als innere Kräfte der Balkenträger sind die durch die äußeren Kräfte verursachten Spannungen im Balken anzusehen, als deren Zusammenfassung sich die Biegungsmomente und die Scher- oder Querkräfte darstellen. Die Biegungsmomente sind der Ausdruck für die Summe aller mit der Balkenachse gleichgerichteten Spannungen, die Querkräfte der für die Summe aller zur Balkenachse rechtwinklig verlaufenden Spannkräfte, die unter einer bestimmten äußeren Belastung entstehen. Die Ermittlung dieser für die Spannungsberechnung wichtigen Größen bildet die Hauptarbeit bei der Berechnung eines Tragwerkes und soll im folgenden an einigen Beispielen gezeigt werden.

Beispiel 6. Ermittlung der Biegungsmomente und Querkräfte im einfachen Balken. Die der Balkenachse gleichgerichteten Seitenkräfte der äußeren Kraft verteilen sich bei dem einfachen Balken über den ganzen Balkenquerschnitt und finden daher eine im Verhältnis zu ihrer Geringfügigkeit sehr große Querschnittsfläche vor. Die durch sie hervorgerufenen Spannungen sind daher meist ohne jede Bedeutung für das Tragwerk und könnten in der Regel ohne weiteres vernachlässigt werden. Für die im einfachen Träger auftretenden Spannungen genügt somit die Berücksichtigung der lotrechten Kräfte, und es ist demnach als Stützweite in jedem Falle — auch bei geneigten Brücken — der wagerecht gemessene Abstand der durch die Stützpunkte gefällten Lote, der Stützensenkrechten, in Rechnung zu stellen.

Für den in den vorigen Beispielen 3 bis 5 behandelten Träger (vergl. Abb. 193 u. 199) gilt daher auch zur Berechnung der Biegungsmomente und Querkräfte die wagerecht gemessene Stützweite von $l = 10{,}80$ m.

I. Von der **gleichförmig verteilten ständigen Last** eines inneren Balkens $g = 2170$ kg/m $= 2{,}17$ t/m ergeben sich die Biegungsmomente in den einzelnen Trägerquerschnitten allgemein zu $M_x = g \cdot \frac{x(l-x)}{2}$ und erreichen ihren Größtwert in der Mitte, also bei $x = \frac{l}{2}$, woselbst demnach

$$M_{\max} = g \cdot \frac{l^2}{8} = 2{,}17 \cdot \frac{10{,}80^2}{8} = 31{,}64 \text{ tm} = 3\,164\,000 \text{ kgcm}.$$

Die Umhüllende aller Biegungsmomente ist eine Parabel mit der Scheitelhöhe $M_{\max}$ in der Mitte. Die Aufzeichnung der Parabel erfolgt am einfachsten durch Auftragung der Berührenden nach der aus Abb. 204 ersichtlichen Konstruktion.

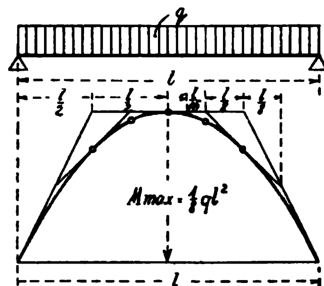


Abb. 204.

Die Querkräfte sind am Auflager gleich der Stützkraft

$$A_0 = g \cdot \frac{l}{2} = 2{,}17 \cdot \frac{10{,}8}{2} = 11{,}72 \text{ t} = 11\,720 \text{ kg},$$

in den übrigen Punkten gleich der Stützkraft, vermindert um das Trägergewicht von der Stütze bis zu dem betrachteten Schnittpunkt, vergl. Abb. 205, also

$$Q_x = A_0 - g \cdot x.$$

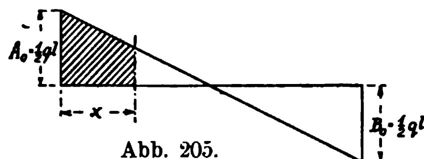


Abb. 205.

Sie nehmen daher geradlinig ab, bis sie in der Mitte $\left(\text{für } x = \frac{l}{2}\right)$ den Wert 0, am gegenüberliegenden Auflager B den Wert $B_0 = -A_0$ erreichen. Die von der Querkraftlinie der Grundlinie, der Stützlinie A und der Schnittlinie x eingeschlossene Fläche ist gleich dem Biegungsmoment in dem betrachteten Schnitt x, woraus zu ersehen ist, daß der Größtwert des Biegungsmomentes stets mit dem Kleinstwert der Querkraft zusammenfallen muß.

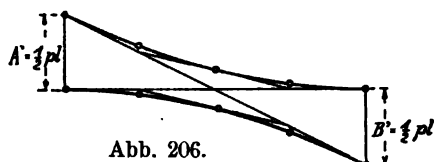


Abb. 206.

II. Für die **Verkehrslast** ist die Ermittlung der Biegungsmomente die gleiche wie vorher, wenn die Verkehrslast gleichmäßig über den ganzen Balken verteilt ist. Die Größtwerte der Querkräfte treten jedoch, wie sich schon aus der Gleichung $Q_x = A - p \cdot x$ ergibt, dann auf, wenn die Strecke zwischen dem Auflager und dem Schnittpunkt unbelastet ist. In diesem Falle wird

$$A = p \cdot \frac{(l-x)^2}{2\,l} = Q.$$

Die Umhüllende der größten positiven Querkräfte ist eine Parabel mit dem Scheitel am rechten Auflager und der Höhe $A = p\,\frac{l}{2}$ am linken Auflager, deren Konstruktion aus Abb. 206 ersichtlich ist.

III. Ist die Verkehrslast nicht gleichförmig verteilt, sondern aus einem Zuge ortsveränderlicher Einzellasten zusammengesetzt, so ergibt sich das größte Biegungsmoment für einen beliebigen Querschnitt dann, wenn eine große, in der Regel die **größte** Last über dem Querschnitte steht. Für die Mitte wäre demnach der Größtwert des Biegungsmomentes für die der Dampfwalze entsprechenden Lasten (s. Abb. 196) nach Abb. 207

$$M_m = B \cdot \frac{l}{2} = \left(\frac{5700}{2} + 5000 \cdot \frac{240}{1080}\right) \cdot \frac{1080}{2} = 3961 \cdot 540 = 2\,139\,000 \text{ kgcm}.$$

Dieser Wert ist jedoch nicht der Größtwert des Biegungsmomentes im Balken überhaupt, derselbe ergibt sich vielmehr für jene Laststellung, bei der die Mittelkraft aller Lasten und eine große Last gleichen Abstand von der Balkenmitte besitzen (Abb. 208a). Danach ist für den vorliegenden, in der Abb. 207 dargestellten Fall der Abstand ϱ der Mittelkraft $R = P_1 + P_2$ von der größeren Last P_1

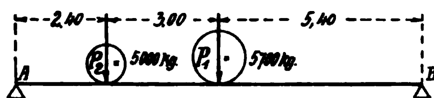


Abb. 207.

Abb. 208a.

Abb. 208b.

$$\varrho = 3{,}0 \cdot \frac{5000}{5700 + 5000} = 1{,}40 \text{ m}$$

und für die dem Vorstehenden entsprechende Laststellung (Abb. 208b)

$$B = \frac{5700 \cdot 6{,}10 + 5000 \cdot 3{,}10}{10{,}80} = 4655 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 4655 \cdot 470 = 2\,188\,000 \text{ kgcm}.$$

Allgemein ausgedrückt ist für zwei Lasten

$$B = R \cdot \frac{l - \varrho}{2\,l} \quad \text{und} \quad M_{\max} = R \cdot \frac{(l - \varrho)^2}{4\,l}.$$

Sind die beiden Lasten gleich, so ist $\varrho = \frac{a}{2}$, dem halben Achsstand, und das größte Biegungsmoment ist dann

$$M_{\max} = 2\,P \cdot \frac{\left(\frac{l}{2} - \frac{a}{4}\right)}{l} \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{4}\right) = P \cdot \frac{(2\,l - a)^2}{8\,l}.$$

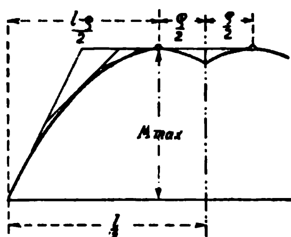


Abb. 209.

Werden die für alle Schnitte ermittelten Werte der Biegungsmomente aufgetragen, so ergibt sich die aus Abb. 209 ersichtliche Momentenlinie, die wegen der beliebigen Lastanordnung für beide Trägerhälften in bezug auf die Mitte spiegelbildlich gleich ist und aus zwei halben, mit ihren Scheitelpunkten im Abstande $\frac{\varrho}{2}$ von der Mitte ansetzenden Parabeln besteht. Die zwischen den beiden Scheitelpunkten liegende Strecke von der Länge ϱ ist durch eine wagerechte Gerade zu ersetzen.

IV. Schließt sich an die aus Einzellasten bestehende Lastengruppe noch eine gleichförmig verteilte Belastung p an, so ergibt sich die ungünstigste Laststellung wie folgt. Ist nach (Abb. 210a) x die gleichförmig belastete Strecke, ϱ der Abstand der Mittelkraft R der Einzellastgruppe von dem Anfangspunkte der gleichförmig verteilten Last p, ferner a der Abstand der voraussichtlich maßgebenden (das ist in der Regel die der Mittelkraft auf Seite der gleichförmigen zunächstliegende größere) Last von demselben Punkt, so ist der Abstand der Mittelkraft der Gesamtlast vom gleichen Punkt

$$\varrho' = \frac{R \cdot \varrho - p \cdot \frac{x^2}{2}}{R + p\,x}.$$

Nun muß nach dem Vorhergegangenen

$$\frac{l}{2} = x + \frac{a + \varrho'}{2}$$

sein, woraus sich nach Einsetzung des Wertes für ϱ' und kurzer Umformung ergibt:

$$x^2 \cdot \frac{3}{2} \cdot p + x\,[2\,R - p\,(l - a)] - R\,(l - a - \varrho) = 0.$$

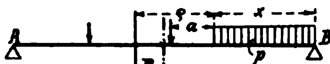


Abb. 210a.

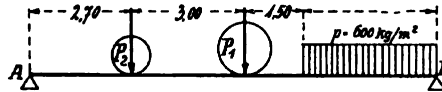


Abb. 210b.

In unserem Fall war für Vollbelastung hinter der Walze (Abb. 210b)
$p = 600$ kg/m, $R = 5700 + 5000 = 10\,700$ kg, $a = 1{,}50$ m, $\varrho = 1{,}50 + 1{,}40 = 2{,}90$ m.

$$x^2 \cdot \frac{3}{2} \cdot 600 + x\,[2 \cdot 10\,700 - 600 \cdot (10{,}80 - 1{,}50)] - 10\,700\,(10{,}80 - 1{,}50 - 2{,}90) = 0$$

$$x^2 \cdot 900 + x \cdot 15\,820 - 68\,480 = 0, \text{ also } x = 3{,}60 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{10{,}80}\left[600 \cdot \frac{3{,}60^2}{2} + 10\,700 \cdot (3{,}60 + 2{,}90)\right] = 6800 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 6800 \cdot 570 - 5000 \cdot 300 = 2\,376\,000 \text{ kgcm.}$$

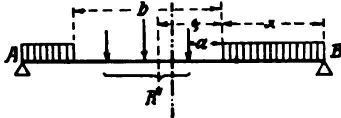


Abb. 211a.

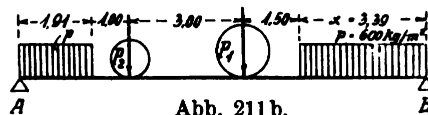


Abb. 211b.

V. Ist die gleichmäßig verteilte Belastung auf beiden Seiten der Lastengruppe vorzusehen, so ergibt sich in gleicher Weise wie vorhin unter Bezugnahme auf die in Abb. 211 angegebenen Bezeichnungen

$$\varrho' = \frac{R \cdot \varrho - p\,\frac{x^2}{2} + p\,(l - b - x)\left(b + \frac{l - b - x}{2}\right)}{R + p\,(l - b)} = \frac{R \cdot \varrho + p\left[\frac{1}{2}(l^2 - b^2) - x\,l\right]}{R + p\,(l - b)}.$$

Aus $\frac{l}{2} = x + \frac{a + \varrho'}{2}$ erhält man nach einiger Umformung

$$x = \frac{R\,(l - a - \varrho) + p\,(l - b)\left(\frac{l - b}{2} - a\right)}{2\,R + p\,(l - 2\,b)}.$$

Für unseren Fall wird daher mit $b = 5{,}50$ m, sonst wie vorher nach Abb. 211b

$$x = \frac{10\,700 \cdot (10{,}80 - 1{,}50 - 2{,}90) + 600\,(10{,}80 - 5{,}50)\,(2{,}65 - 1{,}50)}{2 \cdot 10\,700 + 600\,(10{,}80 - 2 \cdot 5{,}50)} = 3{,}39 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{10{,}80}\left\{10700 \cdot (3{,}39 + 2{,}90) + 600\left[10{,}80 \cdot \frac{10{,}80}{2} - 5{,}50 \cdot \left(3{,}39 + \frac{5{,}50}{2}\right)\right]\right\}$$
$$= 7596 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 7596 \cdot 591 - 600 \cdot 191 \cdot 495{,}5 - 5000 \cdot 300 = 2\,421\,400 \text{ kgcm.}$$

VI. Die Berücksichtigung einer gleichförmig verteilten Last p_2 auch neben der Einzellastgruppe ergibt unter Bezugnahme auf die Abb. 211b, welche nur durch die Last p_1 auf die Strecke b zu ergänzen wäre,

$$\varrho = \frac{R \cdot \varrho - p_1 \cdot \frac{x^2}{2} + p_1\,(l - b - x)\left(b + \frac{l - b - x}{2}\right) + p_2\,\frac{b^2}{2}}{R + p_1\,l - (p_1 - p_2)\,b}$$

und daraus

$$x = \frac{R(l-a-\varrho) + p_1(l-b)\left(\frac{l-b}{2} - a\right) + p_2 b\left(l - a - \frac{b}{2}\right)}{2R + p_1(l-2b) + 2p_2 b};$$

für unseren Fall mit $p_2 = 43$ kg/m (vergl. Abb. 196a) wird:

$$x = \frac{10\,700 \cdot 6{,}40 + 600 \cdot 5{,}30 \cdot 1{,}15 + 43 \cdot 5{,}50\left(10{,}80 - 1{,}50 - \frac{5{,}50}{2}\right)}{2 \cdot 10\,700 + 600\,(-0{,}20) + 2 \cdot 43 \cdot 5{,}50} = 3{,}39\ \mathrm{m}$$

also gleich der vorher unter V. ermittelten Laststellung, und es ist zu dem dort ermittelten Biegungsmoment noch das der gleichförmig verteilten Last neben dem Lastenzug zuzuschlagen, also

$$A = 7596 + 43 \cdot 5{,}50 \cdot \frac{6{,}14}{10{,}80} = 7596 + 134 = 7730\ \mathrm{kg}$$

$$M_{max} = 2\,421\,400 + \left[134 \cdot 591 - \frac{43}{100} \cdot \frac{400^2}{2}\right] = 2\,466\,200\ \mathrm{kgcm}.$$

VII. In vielen Fällen ist es bequemer, das größte Biegungsmoment **zeichnerisch** zu ermitteln, indem man ohne Rücksicht auf die Stützweite die Seillinie zeichnet und durch Verschiebung der Balkenlänge die dem Größtwert ergebende Laststellung sucht. Für unseren Fall ergibt sich die Lösung, wie in Abb. 212 dargestellt. Mit III und III′ sind die Schlußlinien für den Belastungsfall durch die Dampfwalze allein bezeichnet, mit IV bezw. V die oben erörterten Fälle, bei denen sich auf der Seite der größeren Last bezw. auf beiden Seiten der Walze Menschengedränge anschließt. Die in Abb. 212 eingeschriebenen Werte für die Biegungsmomente 21,4, 21,9, 23,8 und 24,2 tm zeigen die Übereinstimmung der Ergebnisse des zeichnerischen und rechnerischen Verfahrens. Die Berücksichtigung auch der neben dem Lastenzug befindlichen gleichförmig verteilten Belastung erfolgt in gleicher Weise, erfordert jedoch die Aufzeichnung einer neuen Seillinie. Davon möge jedoch hier abgesehen werden, da sich, wie auch oben unter IV zu sehen ist, der Wert x in der Regel wenig ändert und der Zuwachs des Momentes am einfachsten, wie dort, rechnerisch bestimmt wird.

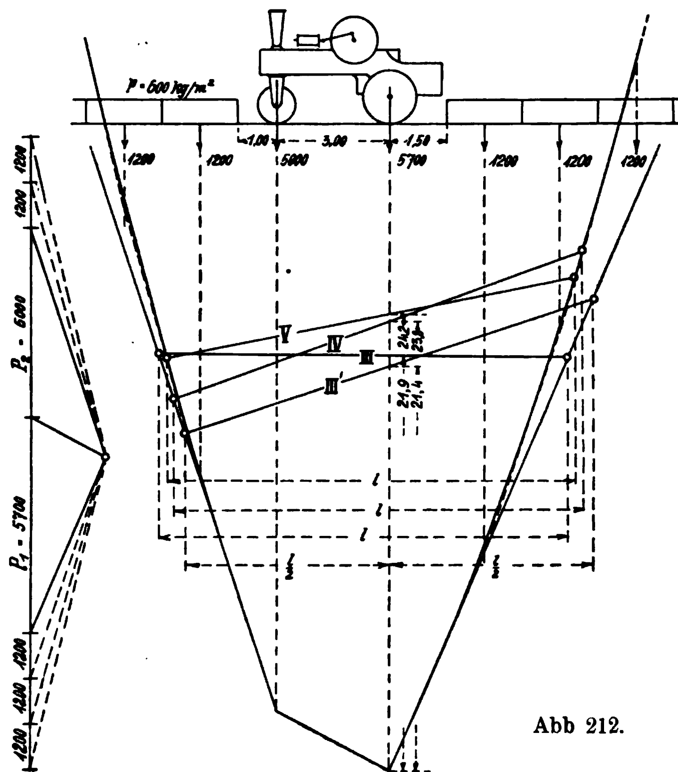


Abb 212.

Die Ermittlung der **größten Querkräfte** geschieht am bequemsten durch Aufzeichnung der sogenannten A-Linie, indem man z. B. für die linke Seite (Abb. 213) den Lastenzug in umgekehrter Reihenfolge an das rechte Trägerende setzt und die Lasten selbst auf den linken Stützensenkrechten aufträgt. Indem man dann von einer Last zur nächsten fortschreitend die Parallelen zur Verbindungslinie vom rechten Auflager mit dem Endpunkt der betreffenden Last zieht und in der Strecke der gleichmäßig verteilten Last die ausgleichende Parabel einträgt, erhält man eine Linie, die A-Linie, die für jeden Querschnitt die größtmögliche Querkraft angibt. Die größten Querkräfte in einem beliebigen Querschnitt sind gleich dem Auflagerdruck für den Fall, daß die zwischen dem Auflager und dem betrachteten Querschnitt gelegene Strecke lastfrei, der andere Teil des Balkens aber tunlichst stark belastet ist. Ihre rechnerische Ermittlung begegnet keinerlei Schwierigkeiten und erfolgt nach dem einfachen Hebelgesetz in ähnlicher Weise, wie es bei den Biegungsmomenten (Fall III und IV) bereits gezeigt wurde.

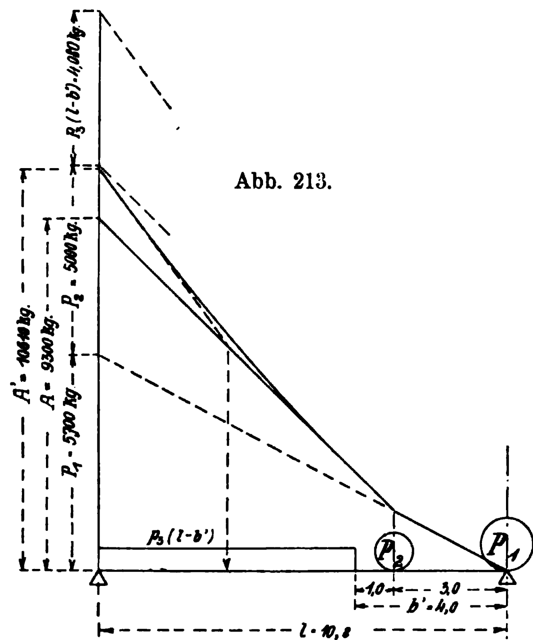


Abb. 213.

3. Belastungsgleichwerte.

Während die Berechnung der Biegungsmomente eines einfachen Balkens sich sehr einfach gestaltet, solange nur eine oder höchstens zwei Radlasten in Betracht kommen, wird die Rechnung beträchtlich umständlicher, sobald eine Reihe aufeinander folgender Lasten und außerdem Menschengedränge in Frage kommt. Es liegt daher nahe, zur Ersparnis dieser Arbeit für gewisse, häufiger vorkommende Fälle von Lastenzügen eine stellvertretende, gleichmäßig verteilte Belastung p_m zu ermitteln, welche dasselbe größte Biegungsmoment wie jene hervorruft.

In einem nach Abb. 214 von mehreren Einzellasten beanspruchten einfachen Balken tritt das größte Biegungsmoment, wie oben erwähnt, dann auf, wenn die Mittelkraft R aller Lasten und eine der größten Einzellasten, die sogenannte „**maßgebende Last**“ P_m, von der Balkenmitte den gleichen Abstand $\frac{\varrho}{2}$ haben. Ist dieses Maß bekannt, so ergibt sich der Abstand der beiden Kräfte R und P_m vom nächstgelegenen Lagerpunkt zu je $\left(\frac{l}{2}-\frac{\varrho}{2}\right)$, daher der linke Auflagerdruck zu

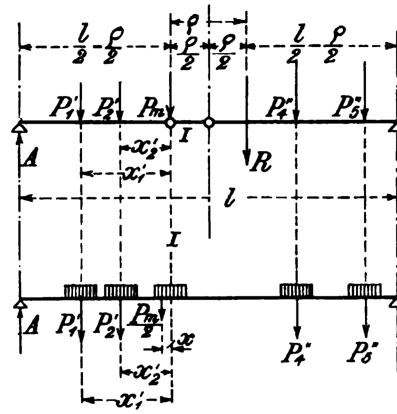


Abb. 214.

$$A=\frac{R}{l}\left(\frac{l}{2}-\frac{\varrho}{2}\right)$$

sowie das größte Biegungsmoment, das unter der „maßgebenden Last“ P_m auftritt, zu

$$M_{\mathrm{I}}=A\left(\frac{l}{2}-\frac{\varrho}{2}\right)-\Sigma P'\cdot x'=\frac{R}{l}\left(\frac{l}{2}-\frac{\varrho}{2}\right)^2-\Sigma P'\cdot x',$$

wobei mit P' die Kräfte links von der maßgebenden Last und mit x' die zugehörigen Abstände bezeichnet sind.

Stellt man diesem Werte das Biegungsmoment M des Belastungsgleichwertes p_m für die Balkenmitte $M = \frac{p_m \cdot l^2}{8}$ gegenüber, so folgt aus $M_I = M$

$$p_m = \frac{8\,M_I}{l^2} = \frac{8\,R}{l^3}\left(\frac{l}{2} - \frac{\varrho}{2}\right)^2 - \frac{8}{l^2}\Sigma P'x' =$$

$$= \frac{2\,R}{l} - \frac{4}{l^2}(R\varrho + 2\,\Sigma P'x') + \frac{2\,R\varrho^2}{l^3}.$$

Diese Gleichung hat die Form

$$p_m = \frac{\mathfrak{A}}{l} - \frac{\mathfrak{B}}{l^2} + \frac{\mathfrak{C}}{l^3}.$$

Das erste Glied ist unabhängig von der Wahl der maßgebenden Last P_m und bleibt daher für eine gegebene Lastgruppe ein Festwert, wogegen sich die beiden anderen Glieder je nach der als „maßgebend" angenommenen Last ändern. Der größte Wert des Biegungsmomentes wird folglich unter derjenigen Last erreicht, für welche diese beiden Glieder, also der Ausdruck

$$\Sigma P'x' + \frac{R\varrho}{4\,l}(2\,l - \varrho)$$

am größten werden, was am raschesten durch Probieren gefunden werden kann, falls nicht die maßgebende Last ohne weiteres zu erkennen ist.

Nach diesem Verfahren wurden für die der Übersicht VI Seite 274 entnommenen und in Abb. 215 zusammengestellten Lastenzüge, welche sich als Mittelwerte einer vom Verfasser veranstalteten statistischen Erhebung aus den Vorschriften einer Reihe von Staats- und städtischen Verwaltungen ergeben hatten, die Belastungsgleichwerte p_m für die Stützweiten von 0 bis 30 m berechnet und in Übersicht XIII als Ordinaten aufgetragen.

Wie aus dieser Darstellung hervorgeht, hat die für eine bestimmte Belastung erhaltene Linie angenähert die Gestalt einer gleichseitigen Hyperbel, ist aber aus einzelnen Stücken zusammengesetzt, deren jedes einer bestimmten Lastgruppe entspricht. Die Brechpunkte kennzeichnen daher jeweilig das Hinzutreten einer weiteren Last bei zunehmender Stützweite. Die Linien sind im ersten Teile oberhalb des scharfen Brechpunktes, das ist solange nur eine Last auf dem Träger wirkt, reine Hyperbeln von der Form $y = \frac{\mathfrak{A}}{x} = \frac{2\,R}{l}$. In ihrem übrigen Verlaufe sind sie aus Stücken mehrfach gekrümmter Linien von der Form $y = \frac{\mathfrak{A}}{x} - \frac{\mathfrak{B}}{x^2} + \frac{\mathfrak{C}}{x^3}$ zusammengesetzt. Als Beispiel wurde zur Erläuterung dieses Aufbaues die Linie I weiter durchgeführt, als ihr Geltungsbereich erfordert.[1]) Mit ziemlicher Annäherung lassen sich die Linienstücke unterhalb der scharfen Brechpunkte durch hyperbelähnliche Linien von der Form $y = \frac{a - bx}{c + dx}$ umschreiben, von deren Einzeichnung jedoch Abstand genommen wurde, da sie für den Gebrauch der Übersicht ohne Wert sind.

Die Abmessungen der Fahrzeuge, welche den dargestellten Linien zugrunde liegen, entsprechen den im Abschnitt C (S. 274) angegebenen Werten. Die für Dampf-

[1]) Die punktiert eingetragene Linie Ib ist in ihrem linken V-förmigen Teile nur zur Darstellung des gesamten Verlaufs der Gleichung auch in dem Teile vor Eintritt der Möglichkeit der Belastung mit 2 Achsen angegeben, hat also keine praktische Bedeutung.

walzen von 17,5 t Gewicht berechnete Linie D ist durch Umrechnung auch für alle übrigen Walzengewichte zu benutzen, da die Achsstände der Dampfwalzen verschiedener Gewichte nur geringe Abweichung zeigen. Die Ordinatendifferenz der Linien IV und IVa bezw. D und Da stellt den Einfluß des vor und hinter den Fahrzeugen befindlichen Menschengedränges dar und ist auch den Linien II, III, V und VI gegebenenfalls zuzuschlagen. Dabei muß jedoch beachtet werden, daß das Gewicht des Menschengedränges entsprechend einem Belastungsstreifen von 2,5 m bezw. 2,0 m Breite mit $g = 2{,}5\ \text{m} \times 400\ \text{kg/m}^2 = 1000\ \text{kg/m}$ bezw. 800 kg/m eingesetzt worden ist.

Bemerkenswert ist endlich noch, daß nach dieser Übersicht die Belastung mit 6,0 t schweren Wagen bei mehr als 11,0 m Stützweite kleinere Werte ergibt als $p_m = 920$ kg/m, d. h. als Menschengedränge von 400 kg/m² auf die Breite von 2,3 m gerechnet. Es ergibt sich somit die Regel, daß für einfache Balkenbrücken von größerer Stützweite — abgesehen von den nur ausnahmsweise vorkommenden schweren Fahrzeugen — für die alltäglichen Beanspruchungen, die Annahme einer Vollbelastung durch Menschengedränge für die Berechnung ausreicht.

Wie ein Blick auf die Übersicht sowie die Bauart der obigen Gleichungen zeigt, nehmen die Werte p_m und somit der Einfluß der Verkehrslast auf das gesamte Biegungsmoment mit wachsender Stützweite rasch ab, während das Eigengewicht g, also die tote Last, bekanntlich mit der Stützweite beständig, und zwar gegenüber eisernen Brücken außerordentlich stark wächst. Um den Nutzwert von Eisenbetonbrücken, der unter anderem durch das Verhältnis der Nutzlast zur toten Last, also durch den Ausdruck $p_m : g$ gekennzeichnet ist, zu erhöhen, muß es daher unser Bestreben sein, Brücken großer Stützweite aus Eisenbeton möglicht leicht zu gestalten (vergl. Abschnitt B, II S. 228).

Betreffs der lastverteilenden Wirkung der Versteinung, die, wie wir früher (S. 279) gesehen haben, für die Platte von wesentlich günstigem Einfluß war, sei hervorgehoben, daß diese für die Balken wenig Bedeutung hat. Schon aus den Abb. 169 u. 170 ging hervor, daß diese Wirkung mit zunehmender Stützweite der Platten rasch abnimmt. Wie man aber ferner aus einem Vergleich der beiden Belastungsarten in Abb. 214 leicht ersieht, kommt für das Moment M_I und somit für die Querschnittsbemessung der Balken nur der lastverteilende Einfluß der maßgebenden Last P_m in Frage, nicht aber der der übrigen Lasten P_1', P_2' usw. Es kann daher die Lastverteilung durch die Versteinung bei Balken von größerer Stützweite und einer Reihe von Einzellasten vollkommen vernachlässigt werden.

Das Gegenteil ist jedoch von der belastenden Wirkung der Versteinung zu sagen. Da die Versteinung einen großen Teil der ständigen Last ausmacht, deren Einfluß auf das Biegungsmoment ohnehin mit der Stützweite sehr stark wächst, so ist mit Rücksicht auf die Balken die Versteinung so schwach als möglich anzunehmen, um das tote Gewicht der Brücke möglichst zu verringern.

Betreffs der Versteinungsstärke kommen wir somit zu folgendem Urteil. Für die Abmessungen der Platte kann unter Umständen eine Vergrößerung der Versteinungsstärke wirtschaftlich günstig wirken, da der Einfluß der Lastverteilung besonders bei großen Radlasten und kleinen Balkenabständen gegenüber der nachteiligen Erhöhung der Eigenlast überwiegt. Für die Balken ergibt jedoch, da die lastverteilende Wirkung fast vollständig wegfällt, jede Erhöhung der Versteinungsstärke nur eine ungünstige Vergrößerung des toten Gewichtes. Da ferner über das Gesetz der Lastverteilung (vergl. Gleichung 1, S. 279) zur Zeit noch keine befriedigenden Versuchsergebnisse vorliegen, und man sich daher auf Annahmen stützen muß, deren Zuverlässigkeit noch

nicht erwiesen ist, muß die Ermittlung des Einflusses der Lastverteilung als eine Schätzung, nicht aber als eine Berechnung bezeichnet werden. Im allgemeinen empfiehlt sich daher bei Balkenbrücken, die Versteinungsstärke so niedrig zu wählen, als es die Rücksicht auf den nicht zu unterschätzenden Wärmeschutz und die Ausführbarkeit einer der Unterhaltung bedürftigen Straßendecke gestattet.

Betreffs der Anwendung der berechneten Belastungs-Gleichwerte p_m sei nochmals betont, daß dieselben nur den Anteil der Verkehrslasten am größten Biegungsmomente ergeben, während das Eigengewicht g in kg/m besonders berechnet werden muß, sobald der Brücken-Quer- und Längsschnitt nach dem im Abschnitt E, I angegebenen Verfahren gewählt ist.

Die Belastungsgleichwerte bieten auch ein vorteilhaftes Hilfsmittel zur Berechnung für den Fall, daß man die außerordentlich hohe Belastung, die durch eine gedrängte Reihe von Wagen entsteht, auf mehrere Träger der Brücke verteilt annehmen will. Die Annahme einer Verteilung der Last auf eine größere Brückenbreite ist gerechtfertigt bei Anordnung besonderer lastverteilender Querträger oder einer besonders starken, die Balken verbindenden Platte, durch welche die benachbarten Träger zur Mitarbeit bei ungewöhnlich starker Belastung eines einzelnen Balkens herangezogen werden.

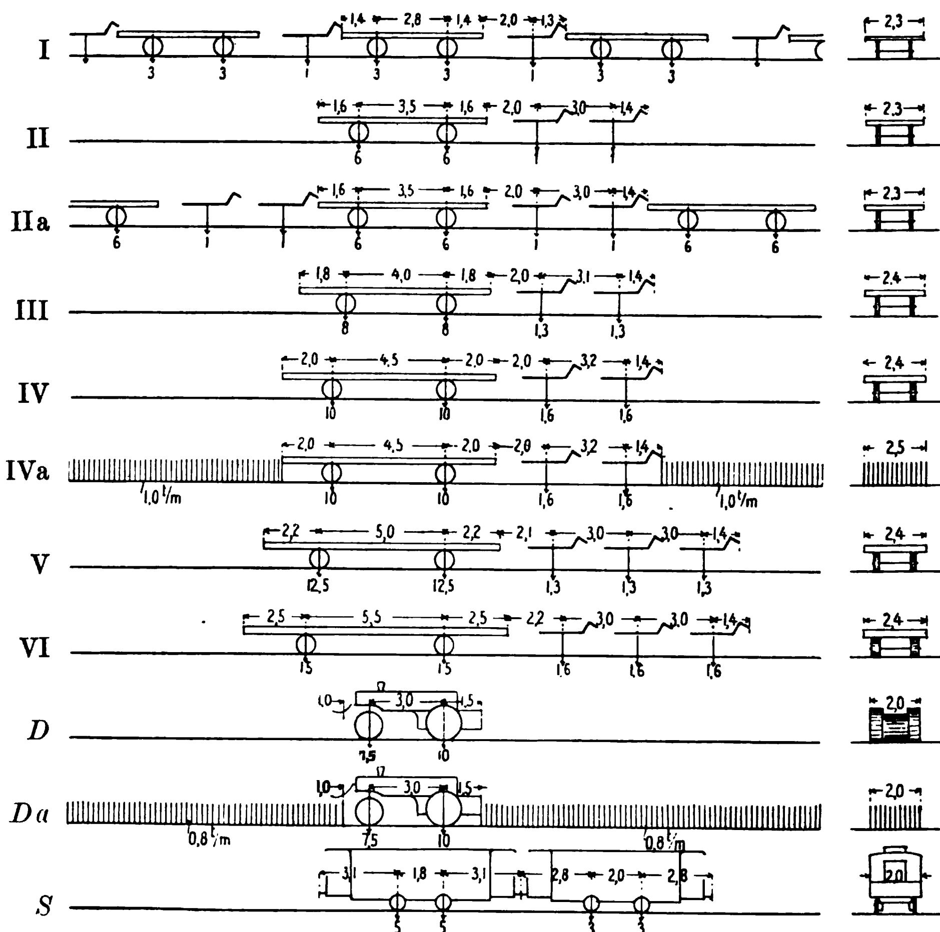
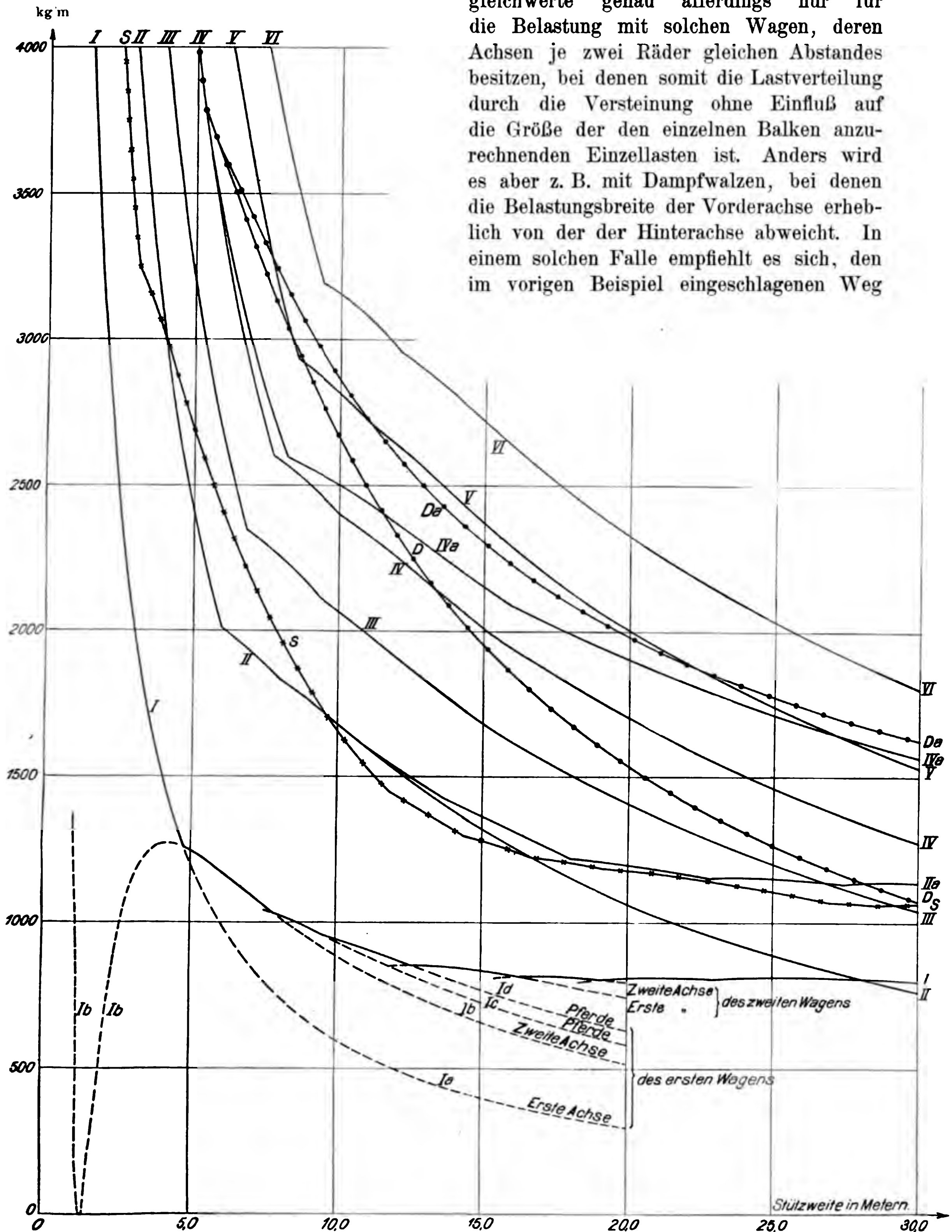


Abb. 215. Lastenzüge zu Übersicht XIII.

Übersicht XIII.
Belastungsgleichwerte p_m in kg/m.



Die Belastung eines **einzelnen** Balkens ergibt sich bei Benutzung der Belastungsgleichwerte genau allerdings nur für die Belastung mit solchen Wagen, deren Achsen je zwei Räder gleichen Abstandes besitzen, bei denen somit die Lastverteilung durch die Versteinung ohne Einfluß auf die Größe der den einzelnen Balken anzurechnenden Einzellasten ist. Anders wird es aber z. B. mit Dampfwalzen, bei denen die Belastungsbreite der Vorderachse erheblich von der der Hinterachse abweicht. In einem solchen Falle empfiehlt es sich, den im vorigen Beispiel eingeschlagenen Weg

der eingehenden Berechnung zu beschreiten. Immerhin wird unter Hinweis auf die Erörterungen über den Einfluß der Plattensteifigkeit und des elastischen Verhaltens der Balken selbst in den meisten Fällen die angenäherte Berechnung des Lastanteils, also die Schätzung auf Grund der Belastungsgleichwerte, ein ausreichend genaues Ergebnis liefern.

Beispiel 7. Es sei nach Abb. 216 für eine Brücke von $l = 15{,}0$ m Stützweite mit 6,0 m breiter Fahrbahn und beiderseitigen 1,5 m breiten Gangbahnen, also 9,0 m Gesamtbreite, die Belastung durch einen 20 t schweren Wagen, eine Reihe von 6 t schweren Wagen, sowie Menschengedränge von 400 kg/m² vorgeschrieben. Dann ergibt sich aus Übersicht XIII der Belastungsgleichwert

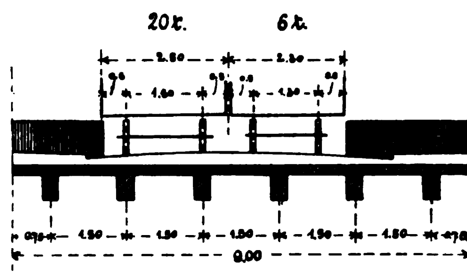


Abb. 216.

für den 20 t-Wagen einschl. Menschengedränge vor und hinter demselben auf einem Streifen von 2,5 m Breite zu . . . . . $p_m = 2150$ kg/m

für die 6 t-Wagen einschl. Menschengedränge vor und hinter demselben auf einem Streifen von 2,3 m Breite zu . . . . . $p_m = 830$ kg/m

Da dieser letztere Wert kleiner ist als der für Menschengedränge von 400 kg/m² auf 2,30 m Breite sich ergebende Wert $p_m = 2{,}3 \cdot 400 = 920$ kg/m, so ist sofort zu ersehen, daß die 6 t-Wagen für die Berechnung der größten Beanspruchungen nicht in Frage kommen. Die ungünstigste Belastung der Brücke ergibt sich daher aus einem 20 t-Wagen mit allseitigem Menschengedränge von

$$p_m = 2150 + (9{,}0 - 2{,}5) \cdot 400 = 4750 \text{ kg/m}.$$

Daraus erhält man, wenn z. B. die sechs Hauptträger untereinander genügend steif verbunden sind, die auf jeden einzelnen derselben entfallende Last zu

$$p_m = \frac{4750}{6} = \text{rd. } 800 \text{ kg/m}.$$

Für den anderen Fall, daß man die Lastverteilung durch die Querträger und die Platte unberücksichtigt läßt, würde sich die größte Belastung eines inneren Trägers infolge ausschließlicher Belastung durch Menschengedränge zu

$$p_m = 400 \cdot 1{,}50 = 600 \text{ kg/m}$$

berechnen und infolge der Belastung durch den 20 t-Wagen in der in Abb. 216 gezeichneten Laststellung zu

$$p_m = \frac{2150}{2} + \frac{400 \times 1{,}0}{2} \times \frac{1{,}0}{1{,}5} = \text{rd. } 1210 \text{ kg/m}.$$

Auf einen äußeren Hauptträger entfallen dagegen vom Menschengedränge allein

$$p_m = 400 \cdot \frac{2{,}25^2}{2 \cdot 1{,}50} = \text{rd. } 670 \text{ kg/m},$$

wenn aber die äußeren Räder des 20 t-Wagens unmittelbar an der Bordkante der Gangbahn stehen

$$p_m = 2150 \cdot \frac{0{,}65}{1{,}50} + 400 \cdot 1{,}10 \cdot \frac{1{,}70}{1{,}50} = 1430 \text{ kg/m}.$$

Die vollkommen gleichmäßige Verteilung der Last durch die Querträger und die Platte auf alle Hauptträger würde demnach im vorliegenden Falle eine Verringerung

der Balkenbelastung der inneren Balken infolge der Verkehrslast allein um $100 \times \frac{1210 - 800}{1210} =$ rd. 34 vH., bei den äußeren Balken sogar eine solche um $100 \times \frac{1430 - 800}{1430} = 44$ vH. bewirken. Die Anordnung lastverteilender Querträger würde also selbst dann noch eine hervorragende wirtschaftliche Bedeutung haben, wenn zur Sicherheit nur eine etwas geringere Entlastung der unmittelbar unter der Last befindlichen Balken angenommen würde.

IV. Berechnung des kontinuierlichen oder durchlaufenden Balkens.

Die von den Stützen gegen einen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Balken ausgeübten Lagerdrücke lassen sich nicht mehr einfach nach den Regeln der Statik bestimmen und sind in erster Linie von der Höhenlage der Stützen und dem elastischen Verhalten des Balkens und der Stützen abhängig.

Zur Erläuterung dieser Wirkung denke man sich einen gewichtslosen Balken, der z. B. auf drei Stützen A, B und C derart gelagert ist, daß er die Stützen eben berührt. Wird nun die innere Stütze weggenommen und der Balken so der Wirkung seiner äußeren Belastung und der Auflagerkräfte A und B überlassen, so erleidet derselbe im Punke C eine seiner Elastizität entsprechende Durchbiegung δ_p (Abb. 217). Durch Hinzutreten der Zwischenstütze C mit ihrem als äußere Kraft anzusehenden Widerstand wird die Durchbiegung des Balkens im Punkte C um ein solches Maß δ_c vermindert, als diese Kraft C für sich allein hervorrufen würde. Es läßt sich auf diese Weise die Größe des Stützendruckes ermitteln, der erforderlich ist, den Punkt C des Balkens auf seine ursprüngliche Höhe zurückzudrücken. Dieser Stützendruck C ruft aber gleichzeitig eine innere Druckspannung in der Stütze selbst hervor und bewirkt damit wieder eine elastische Verkürzung der Stützenlänge. Es muß daher selbst unter der Voraussetzung, daß das untere Ende der Stütze unverschieblich festliegt, auf jeden Fall ein Rest an Durchbiegung des Balkens zurückbleiben, dem an sich wieder gemäß vorstehender Betrachtung eine Verminderung des Stützendruckes entspricht. Nun ist jedoch die Verringerung der Stützenlänge bei den für Eisenbeton vorkommenden Abmessungen verschwindend klein gegenüber der Durchbiegung des Balkens, und es ist daher vollkommen zulässig und allgemein üblich, die elastische Stützensenkung vollkommen zu vernachlässigen, die Stützen daher als starr anzusehen. Als unerläßliche Voraussetzung ist jedoch dafür zu sorgen, daß auch das untere Stützenende, also die Grundfläche der Stütze C sowohl, als auch die Endauflager A und B genügend fest stehen, um als unverschieblich angesehen werden zu können, da nach dieser Betrachtung jeder Veränderung in der Höhenlage eine Veränderung der Stützendrücke und damit auch der Biegungsmomente des Balkens entspricht.

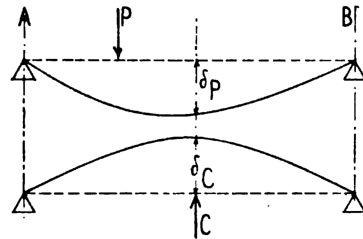


Abb. 217.

Die Bestimmung der Stützendrücke ist außer vom Verhalten der Stützen selbst unter ihrer Belastung hauptsächlich von der elastischen Formänderung des Balkens abhängig. Zur rechnerischen Ermittlung der elastischen Linie eines Balkens ist zunächst die Kenntnis des Elastizitätsmaßes des Baustoffes erforderlich. Die Rechnung

vermag jedoch nur dann in genügend einfacher Weise gelöst zu werden, wenn das Elastizitätsmaß auch für alle Teile des Balkens gleich groß ist. Es muß daher als zweite Voraussetzung für die Richtigkeit der im folgenden zu gebenden Regeln die Forderung erfüllt sein, daß durchlaufende Balken aus Eisenbeton nur aus völlig gleichförmigem Material und in sorgfältigster Weise hergestellt werden dürfen.

Von großer Bedeutung für die elastische Durchbiegung ist außer dem Material selbst auch die Querschnittsform des Balkens. Bei einem Balken mit unsymmetrischem, z. B. ⊥-förmigem Querschnitt und nicht vollkommen gleichartig elastischem Baustoff ist die elastische Formänderung nicht genau die gleiche, wenn die Rippe des gewichtslos gedachten Balkens auf der Druckseite oder wenn sie auf der Zugseite liegt. Es wird daher dieser bei den Eisenbetonbrücken leider unvermeidliche Umstand, dessen Berücksichtigung in der Rechnung mangels genügender einwandfreier Versuche zunächst noch nicht möglich ist, zu einer unvermeidlichen Unbestimmtheit der Rechnung Veranlassung geben, deren Folgen nur durch reichlichere Bemessung der Balkenstärken und Eiseneinlagen, also durch eine gegenüber einfachen Trägern geringere Beanspruchung oder einen erhöhten Sicherheitsgrad ausgeglichen werden kann.

Bei der nachstehenden Behandlung[1]) werden daher folgende Voraussetzungen zugrunde gelegt:

1. die Stützen seien starr, also in ihrer Höhenlage unveränderlich;
2. die Balken haben durchweg gleichen Querschnitt und gleiches elastisches Verhalten.

Wird ein auf mehreren Stützen liegender und auf diesen festgehaltener[2]) Träger durch eine Last in einer Öffnung belastet, so beschreibt seine Achse infolge der Durchbiegung eine stetig gekrümmte Linie, die über den Stützen die ursprüngliche Höhenlage behält und daher in jeder Öffnung einen Wendepunkt, in der belasteten deren zwei besitzen muß (siehe Abb. 218). Diese „Wendepunkte der elastischen Linie“ liegen in den unbelasteten Öffnungen stets an der gleichen Stelle und heißen daher „Festpunkte“. Da sich nun nach Mohr die elastische Linie als Seilkurve ergibt, wenn man die Fläche der Biegungsmomente als Belastungsfläche des einfachen Balkens auffaßt, so müssen der positiven bezw.

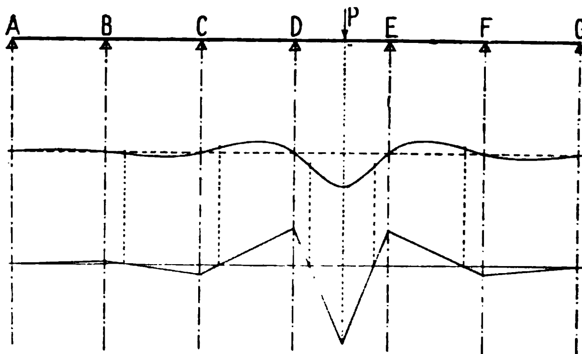


Abb. 218.

1) Von einer ausführlichen theoretischen Begründung der Berechnungsweise durchlaufender Balken muß hier abgesehen und auf die bezüglichen eingehenden Erörterungen a. a. O. verwiesen werden. Im folgenden soll nur eine Anleitung für die graphische Ermittlung der Biegungsmomente und Querkräfte gegeben werden, da diese zeichnerische Berechnungsweise sowohl den Vorzug der Anschaulichkeit besitzt, als auch in den weitaus meisten Fällen am raschesten zum Ziele führt, überdies aber eine stets vollkommen ausreichende Genauigkeit der Ergebnisse bietet.

2) Hierzu ist zu bemerken, daß die Balkenstützung sowohl gegen lotrecht abwärts, als auch gegen aufwärts gerichtete Kräfte wirksam sein muß. Sind die Stützpunkte nicht verankert, so muß die ständige Last des Trägers groß genug sein, um dem von der Verkehrslast etwa bewirkten Auftrieb mindestens das Gleichgewicht zu halten. Ist der Auftrieb auf einer Stütze bei einer bestimmten Anordnung der Verkehrslast größer als der Stützendruck von der ständigen Last, so muß die betreffende Stütze für diesen Belastungsfall als nicht vorhanden angesehen und danach die Rechnung nochmals durchgeführt werden. Ein solcher Fall kann z. B. eintreten, wenn ein durch laufender Balken auf einem breiten Pfeiler von zwei Lagern gestützt wird, ähnlich wie bei der Bornidabrücke Beispiel Nr. 25, Abschnitt H.

negativen Krümmung[1]) die positiven bezw. negativen Biegungsmomente entsprechen und an den Wendepunkten der elastischen Linie das Biegungsmoment sein Vorzeichen wechseln. Die Momentenlinie zwischen zwei Einzellasten (als welche in den unbelasteten Feldern eines durchlaufenden Balkens die Stützenwiderstände aufzufassen sind) ist aber stets durch gerade Linien begrenzt. Man erkennt daher, daß die Momentenlinie in den unbelasteten Feldern aus Geraden bestehen muß, welche die Grundlinie in den Festpunkten schneiden, über den Stützen aber gebrochen sind. Die Momente in den unbelasteten Feldern eines Balkens sind daher ohne weiteres bekannt, sobald die Lage der Festpunkte und die Größe der Stützenmomente in der belasteten Öffnung ermittelt worden sind. Die Festpunkte liegen stets in dem von der belasteten Öffnung abliegenden dritten Drittel eines Feldes, und es gibt daher für jede Öffnung zwei solcher Festpunkte, deren Lage sich wie folgt ergibt:

a) Bestimmung der Festpunkte.[2])

Zunächst teilt man die einzelnen Öffnungen in je drei gleiche Teile (Abb. 219) und trägt von dem der zweiten Stütze benachbarten Drittelpunkt b die Länge des Drittels der Nachbaröffnung auf, in dem so gefundenen Punkte errichtet man eine Lotrechte, das sogenannte „verschränkte Drittellot".[3]) Hierauf legt man durch den Lagerpunkt eine unter einem beliebigen Winkel geneigte Gerade $a_m a_n$, zieht sodann die Gerade $F_m a_m$ bis zum Schnittpunkt d mit dem verschränkten Drittellot sowie die Gerade $d a_n$ und erhält im Schnittpunkt dieser Linie mit der Achse den gesuchten Festpunkt F_n der nächsten Öffnung.

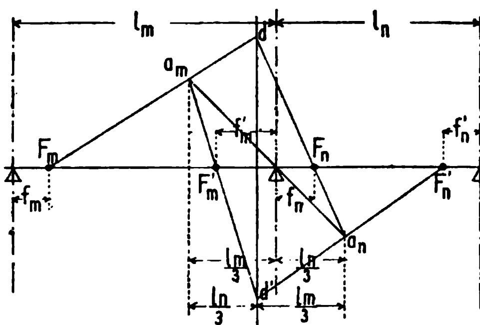


Abb. 219.

In der gleichen Weise geht man von Öffnung zu Öffnung weiter und erhält, vom linken Balkenende ausgehend, die linken Festpunkte F und ebenso, vom rechten Balkenende ausgehend, die rechten Festpunkte F' für jede Öffnung.

Der Festpunkt F_1 der ersten Öffnung fällt mit dem ersten Auflagerpunkt A_0 zusammen, wenn das Balkenende über diesem frei beweglich ist. Bei vollkommen fester Einspannung des Balkenendes in A_0 liegt der Festpunkt F_1 im ersten Drittelpunkt der ersten Öffnung.

---

[1]) Nach Mohr, siehe „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik", Berlin 1906, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, bezeichnet man einen senkrecht belasteten Träger als positiv bezw. negativ gekrümmt, wenn der Krümmungsmittelpunkt über bezw. unter dem Träger liegt.

[2]) Da in vielen Sonderfällen die Bestimmung der Festpunkte und der Stützenmomente auf rechnerischem Wege rascher möglich ist als auf graphischem Wege, werden im folgenden auch die algebraischen Werte für gewisse Sonderfälle angegeben.

[3]) Wenn der Balkenquerschnitt in einer Öffnung erheblich von dem der Nachbaröffnung abweicht, so ist das „verschränkte Drittellot" nach der Seite des schwächeren Balkenfeldes derart zu verschieben, daß man vom Drittelpunkt b aus anstatt der Strecke $e_m = \frac{l_n}{3}$ die Strecke $e_m = \frac{l_n}{3} \cdot \frac{l_m + l_n}{l_m \frac{J_n}{J_m} + l_n}$ aufträgt, d. h. die Strecke $\frac{l_m + l_n}{3}$ wird durch das verschränkte Drittellot im Verhältnis $(l_n \cdot J_m) : (l_m \cdot J_n)$ gespalten (vergl. Ritter, Graphische Statik, III. Teil, Nr. 27). Hierin sind J_m und J_n die mittleren Trägheitsmomente der beiden Balkenfelder. Kleinere Verschiedenheiten des Balkenquerschnitts, z. B. die Verstärkungen an den Stützen infolge der Eckabschrägungen brauchen im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden.

Aus dieser Konstruktion ergeben sich rechnerisch die Abstände der Festpunkte von den benachbarten Stützen allgemein zu

$$f_n = \frac{l_n^2 (l_m - f_m)}{l_m (2 l_m + 3 l_n) - 3 f_m (l_m + l_n)} \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

Im besonderen wird für die zweite Öffnung

$$f_2 = \frac{l_2^2}{2 l_1 + 3 l_2} \quad \ldots \ldots \quad (1a)$$

für die dritte Öffnung

$$f_3 = \frac{2 l_3^2 (l_1 + l_2)}{6 l_1 l_2 + 3 (l_1 + l_2)(l_2 + 2 l_3)} \quad \ldots \ldots \quad (1b)$$

Für durchweg gleiche Stützenabstände l wird

$$f_n = \frac{l (l - f_{n-1})}{5 l - 6 f_{n-1}} \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

und zwar

$f_1 = 0$, $\quad f_2 = \frac{l}{5} = 0{,}200\, l$, $\quad f_3 = \frac{4}{19} l = 0{,}210526\, l$, $\quad f_4 = \frac{45}{71} l = 0{,}211268\, l$,

$f_5 = \frac{56}{265} l = 0{,}211321\, l$, $\quad f_n = \frac{l}{2}\left(1 \pm \frac{\sqrt{3}}{3}\right) = 0{,}211325\, l.$

Der Festpunktabstand f ist demnach vom dritten Feld ab mit $f = 0{,}211\, l$ genügend genau als gleichbleibend anzusehen.

Ist der Träger am einen Ende fest eingespannt, so ist das Ende so zu betrachten, als ob daselbst zwei feste Stützen in unendlich kleinem Abstand angeordnet wären, da nur dann die Bedingung genau erfüllt ist, daß die Tangente an die elastische Linie in diesem Punkte wagerecht sei.

Setzt man in der Gleichung 1a $\quad f_2 = f_1, \quad l_1 = 0, \quad l_2 = l_1,$

so ist $\quad f_1 = \frac{l_1}{3},$

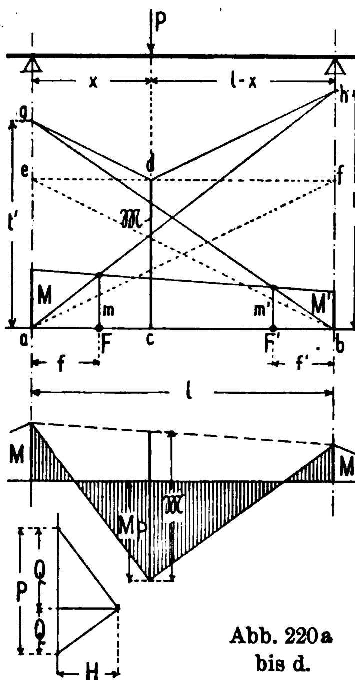


Abb. 220a bis d.

d. h. der erste Festpunkt liegt im ersten Drittel der ersten Öffnung, wie bereits vorher gesagt wurde. Bei einem beiderseits fest eingespannten Träger liegen natürlich beide Festpunkte in den Drittelpunkten.

b) Bestimmung der Biegungsmomente.

Für eine Einzellast P in einem beliebigen Punkte eines Feldes trägt man nach Abb. 220b das einem einfachen Träger entsprechende Biegungsmoment, „das einfache Biegungsmoment" $\mathfrak{M} = P \cdot \frac{x(l-x)}{l}$ als Strecke cd auf und schneidet die Größe dieses Biegungsmomentes auf den Stützenloten in den Punkten e und f an. Sodann zieht man vom Punkte d nach jeder Seite eine Parallele zu af und be, die daher auf der rechten Auflagersenkrechten die Größe

$$t = \mathfrak{M} \cdot \frac{l + (l - x)}{l} = \mathfrak{M} \cdot \frac{2l - x}{l},$$

auf der linken Auflagersenkrechten die Größe

$$t' = \mathfrak{M} \cdot \frac{l + x}{l}$$

abschneidet. Durch Verbindung dieser Punkte g bezw. h mit den gegenüberliegenden

Auflagerpunkten b bezw. a erhält man weiter an den Festpunktloten in F und F' die Höhen

$$m = t \cdot \frac{f}{l} = \mathfrak{M} \cdot \frac{2l - x}{l} \cdot \frac{f}{l},$$

bezw.

$$m' = t' \cdot \frac{f'}{l} = \mathfrak{M} \cdot \frac{l - x}{l} \cdot \frac{f'}{l},$$

deren Verbindungslinie, die sogenannte „Schlußlinie", die Größe der negativen Biegungsmomente auf den Auflagersenkrechten, also die Stützenmomente M und M' ergibt. Diese sind danach

$$M = m + (m - m') \cdot \frac{f}{l - f - f'} =$$

$$= \mathfrak{M} \cdot \frac{2l - x}{l} \cdot \frac{f}{l} + \mathfrak{M} \cdot \left(\frac{2l - x}{l} \cdot \frac{f}{l} - \frac{l + x}{l} \cdot \frac{f'}{l}\right) \cdot \frac{f'}{l - f - f'} =$$

$$= \mathfrak{M} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{2l - x - 3f'}{l - f - f'} = P \cdot \frac{x(l - x)}{l} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{2l - x - 3f'}{l - f - f'} \quad . \quad . \quad (3)$$

und in ähnlicher Weise

$$M' = P \cdot \frac{x(l - x)}{l} \cdot \frac{f'}{l} \cdot \frac{l + x - 3f}{l - f - f'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3a)$$

Trägt man nun an die Schlußlinie die einfache Momentenfläche des Lastfeldes nach unten auf, und zwar der besseren Übersicht halber in einer besonderen Darstellung (Abb. 220c), so durchschneidet die Grundlinie die einfache Momentenfläche derart, daß die über ihr gelegenen Flächenteile die negativen, die unter ihr gelegenen Flächenteile die positiven Biegungsmomente darstellen.

Sonderfälle. Für das erste Feld eines Trägers ist $f = 0$ und daher auch $M = 0$, dagegen

$$M_I' = \mathfrak{M} \cdot \frac{l + x}{l} \cdot \frac{f'}{l - f'} = \frac{Px(l^2 - x^2)}{l^2} \cdot \frac{f'}{l - f'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3\alpha)$$

Der Wert wird am größten für $x = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0{,}577\, l$, und zwar wird $\max M' = 0{,}385\, Pl \frac{f'}{l - f'}$

Für das erste Feld eines Trägers auf drei Stützen mit $f' = \frac{l_1^2}{2 l_2 + 3 l_1}$ wird

$$M_I' = \mathfrak{M} \cdot \frac{l_1 + x}{2(l_1 + l_2)} = \frac{P \cdot x}{2 l_1} \cdot \frac{l_1^2 - x^2}{l_1 + l_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3\beta)$$

und weiter für $l_1 = l_2 = l$ wird

$$M' = \frac{Px}{4l}(l^2 - x^2).$$

Für ein mittleres Feld mit $f = f'$ ist

$$M' = \frac{P \cdot x(l - x)}{l} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{l + x - 3f}{l - 2f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3\gamma)$$

Für das mittlere Feld l_2 eines Trägers auf vier Stützen, dessen äußere Felder die gleiche Stützweite $l_1 = l_3$ haben, so daß also $f_2 = f_2' = \frac{l_2^2}{2 l_1 + 3 l_2}$ wird, ergibt sich

$$M_{II}' = \frac{P \cdot x(l_2 - x)}{l_2} \cdot \frac{2 l_1 l_2 + x(2 l_1 + 3 l_2)}{(2 l_1 + l_2) \cdot (2 l_1 + 3 l_2)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3\delta)$$

und für $l_1 = l_2 = l_3 = l$

$$M_3 = \frac{P \cdot x(l - x)}{l} \cdot \frac{2l + 5x}{15 l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3\varepsilon)$$

Für eine **gleichmäßig verteilte Last** p erhält man die Stützenmomente in einfachster Weise dadurch, daß man in der Feldmitte das einfache Biegungsmoment $\mathfrak{M} = \frac{1}{8} p l^2$ als Strecke aufträgt und von deren Endpunkt aus gemäß Abb. 221b nach den Auflagerpunkten Geraden zieht, die unmittelbar an den Festpunktloten zwei Punkte der Schlußlinie anschneiden und damit die Stützenmomente ergeben. Hiernach ist

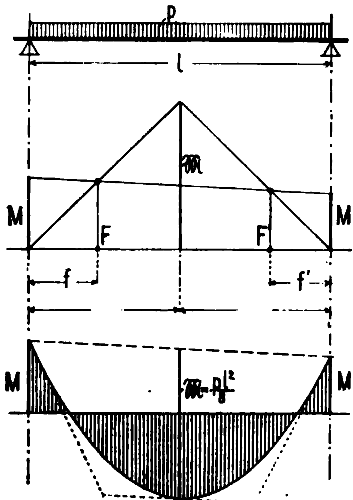


Abb. 221a bis c.

$$m = \mathfrak{M} \cdot \frac{2f}{l} \quad \text{und} \quad m' = \mathfrak{M} \cdot \frac{2f'}{l},$$

ferner
$$M = m + (m - m')\frac{f}{l - f - f'}$$

$$= 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{l - 2f'}{l - f - f'} \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

und
$$M' = 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{f'}{l} \cdot \frac{l - 2f}{l - f - f'} \quad . \quad . \quad (4a)$$

Um die wirkliche Momentenfläche zu erhalten, hat man wieder wie im vorigen Falle auf die so erhaltene Schlußlinie die einfache Momentenfläche aufzusetzen, welche eine Parabel mit der Scheitelhöhe $\mathfrak{M}$ ist. Hierbei sei an die Konstruktion der Parabel erinnert, wonach man nach Abb. 222 in der Feldmitte das einfache Biegungsmoment $\mathfrak{M}$ zweimal aufträgt, den erhaltenen Endpunkt d mit den Auflagerpunkten verbindet, durch den Punkt c eine Parallele zur Hilfsgrundlinie legt und dadurch drei Parabeltangenten erhält. Durch Halbierung der Tangentenstücke lassen sich leicht beliebig viele Tangenten bilden, die eine genaue Aufzeichnung der Parabel ermöglichen.

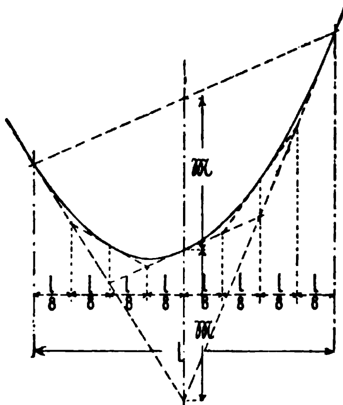


Abb. 222.

Sonderfälle: Für das erste Feld eines Trägers wird $f = 0$, folglich auch

$$M = 0$$

und
$$M' = 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{f'}{l - f'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4\alpha)$$

Für das erste Feld eines Trägers auf drei Stützen mit $f'' = \frac{l_1^2}{2\,l_2 + 3\,l_1}$ wird

$$M' = \mathfrak{M} \cdot \frac{l_1}{l_1 + l_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4\beta)$$

Für ein mittleres Feld mit $f = f'$ wird

$$M = M' = 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{f}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4\gamma)$$

Für das mittlere Feld l_2 eines Trägers auf vier Stützen, dessen äußere Felder die gleiche Stützweite $l_1 = l_3$ haben, so daß $f_2 = f_2' = \frac{l_2^2}{2\,l_1 + 3\,l_2}$ ist, wird

$$M_{II}' = 2\,\mathfrak{M} \cdot \frac{l_2}{2\,l_1 + 3\,l_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4\delta)$$

und für $l_1 = l_2 = l_3 = l$

$$M_{II}' = \frac{2}{5}\,\mathfrak{M} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4s)$$

Der Größtwert des positiven Biegungsmomentes im Felde selbst ergibt sich für $x = \frac{l}{2} - \frac{M' - M}{p\,l}$ zu

$$+M_{\max} = \frac{p x^2}{2} = \frac{p}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{M' - M}{p\,l}\right)^2 =$$

$$= \mathfrak{M} - \frac{M' - M}{2} + 16\,\frac{(M' - M)^2}{\mathfrak{M}} \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

Für **streckenweise Belastung** eines Feldes mit gleichförmig verteilter Last auf der Strecke x nach Abb. 223a ergibt sich aus Gleichung 3, wenn $P = p\,dx$ gesetzt wird

$$M = \int_0^x p\,dx \cdot \frac{x\,(l - x)}{l} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{2\,l - x - 3\,f'}{l - f - f'} =$$

$$= \frac{p}{l^2} \cdot \frac{f}{l - f - f'} \cdot \int_0^x x\,(l - x)\,(2\,l - x - 3\,f')\,dx =$$

$$= \frac{p}{4} \cdot \frac{x^2}{l^2} \cdot \frac{f}{l - f - f'} \cdot \left[(2\,l - x)^2 - 2\,f'\,(3\,l - x)\right] \quad \ldots \quad (6)$$

und ebenso aus Gleichung 3a

$$M' = \frac{p}{l^2} \cdot \frac{f}{l - f - f'} \cdot \int_0^x x\,(l - x)\,(l + x - 3\,f)\,dx =$$

$$= \frac{p}{4} \cdot \frac{x^2}{l^2} \cdot \frac{f}{l - f - f'} \cdot \left[2\,l^2 - x^2 - 2\,f'\,(3\,l - 2\,x)\right] \quad (6a)$$

Die graphische Ermittlung erfolgt derart, daß man nach Abb. 223b auf den Stützenloten die Werte $t' = 2\,\mathfrak{M} \cdot \xi^2\,(2 - \xi^2)$ bezw. $t = 2\,\mathfrak{M} \cdot \xi^2\,(2 - \xi)^2$ aufträgt. Hierin ist $\mathfrak{M} = \frac{1}{8}\,p\,l^2$ das einfache Biegungsmoment für Vollbelastung und $\xi = \frac{x}{l}$ das Verhältnis der Laststrecke, vom Auflager gerechnet, zur Stützweite. Die Verbindungslinien der Punkte t' und t mit den gegenüberliegenden Auflagerpunkten ergeben durch ihre Schnittpunkte mit den Festpunktloten — ähnlich wie bei einer Einzellast — die Schlußlinie.

Abb. 223a bis c.

Im besonderen wird für

$\xi = \frac{x}{l} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\frac{t'}{\mathfrak{M}} =$	0,040	0,157	0,344	0,589	0,875	1,181	1,480	1,741	1,928	2,000
$\frac{t}{\mathfrak{M}} =$	0,072	0,259	0,520	0,819	1,125	1,411	1,656	1,843	1,960	2,000

Schließt die Laststrecke nicht unmittelbar an einen Auflagerpunkt an, so sind die Unterschiede der Werte t' bezw. t für die Strecken ξ_2 und ξ_1 anzutragen und dann weiter wie vorher zu verfahren.

Die Aufzeichnung der einfachen Momentenfläche geschieht derart, daß man im Lastschwerpunkte, also in der Mitte der Laststrecke, das Biegungsmoment

$$\mathfrak{M}' = p \cdot a \cdot \frac{x(l-x)}{l}$$

aufträgt und in der aus Abb. 224a u. b ersichtlichen Weise die Momentenlinie zeichnet.

Für die **unbelasteten** Felder eines durchlaufenden Balkens ergeben sich die Biegungsmomente dadurch, daß man nach Abb. 225 von dem Stützenmoment am Lastfelde, z. B. M_D, eine Gerade durch den von dieser Stütze entfernteren Festpunkt F_3 legt, welche auf dem nächsten Stützenlote das dort auftretende Stützenmoment M_C anschneidet. Durch Fortsetzung dieses Vorganges auf beiden Seiten der Lastöffnung bis an die Trägerenden erhält man die vollständige Momentenfläche für den nur in einem Felde belasteten Träger.

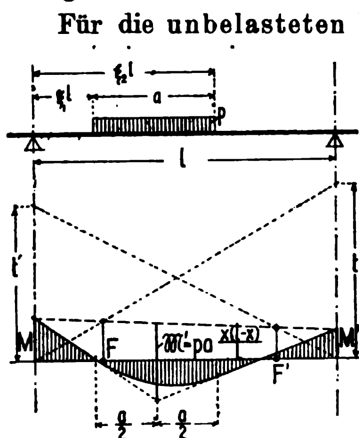


Abb. 224a u. b.

Die Zusammensetzung der Biegungsmomente für die **Belastung mehrerer Öffnungen** und für verschiedene Lastanordnungen ergibt sich einfach durch Addition der einzelnen Momentenflächen unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens + oder —, wie es aus dem nachstehenden Beispiel 6 zu ersehen ist.

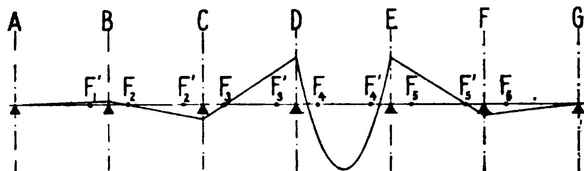


Abb. 225.

Bei Ermittlung der **Größtwerte der Biegungsmomente** ist selbstverständlich stets wohl zu unterscheiden: die ständige Last, welche zumeist gleichförmig über die ganze Trägerlänge verteilt ist und ihre Größe niemals ändert, und die Verkehrslast, welche aus der ortsveränderlichen, streckenweise gleichförmig verteilten Belastung (vergl. Beispiel 6) oder aus Einzellasten in beliebiger Stellung (vergl. Beispiel 7) bestehen kann.

c) Bestimmung der Querkräfte und Auflagerdrücke.

Die Querkraft in einem beliebigen Balkenquerschnitt erhält man bekanntlich aus der Momentenfläche dadurch, daß man in dem betreffenden Schnitte nach Abb. 226 die beiden Tangenten an die Momentenfläche legt und im Abstande H vom Schnittpunkte T dieser Tangenten ein Lot errichtet. Die auf diesem abgeschnittene Strecke gibt die Größe der Querkraft unter Berücksichtigung des Maßstabes für die Längen und Biegungsmomente.

Die Größe des Polabstandes ergibt sich bequem, wenn die Maßstäbe der einzelnen Darstellungen in der Form

	Maßstab der Längen	Maßstab der Momente	Maßstab der Kräfte
	1 cm = l m	= m tm	= p t,
z. B.	1 „ = 0,5 „	= 5 „	= 2 „

angeschrieben werden. Dann erhält man den Polabstand

als Kraft $H = \frac{m}{l}$ in t, z. B. $H = \frac{5}{0,5} = 10$ t

oder als Streckengröße $H = \frac{m}{l \cdot p}$ in cm, z. B. $H = \frac{5}{0,5 \cdot 2} = 5$ cm.

Da die eine Begrenzungslinie der Momentenfläche meist eine Gerade, die sogenannte Schlußlinie, und zwar eine Wagerechte ist, so empfiehlt es sich, für die Querkräfte eine neue Grundlinie, parallel zu der der Momente zu ziehen, an der einen Stütze den Polabstand H nach rechts aufzutragen und von diesem Punkte Parallelen zu den Tangenten an die Momentenlinie zu legen, die an dem Stützenlot die Querkräfte anschneiden. Die Aufzeichnung der Querkräfte ergibt sich dann einfach nach Abb. 227, in welcher die über der Grundlinie liegenden Flächen als positive, die unter der Grundlinie liegenden Flächen als negative Querkräfte bezeichnet werden. Die Sprünge der Linie geben die Größe der Lasten in den einzelnen Punkten an.

Für vollkommen gleichförmig verteilte Belastung wird die Querkraftlinie eine Gerade mit der Neigung p t auf die Strecke von 1 m.

Für eine unbelastete Öffnung eines durchlaufenden Balkens ist die Momentenlinie eine Gerade, demnach die Querkraft über dem ganzen Felde gleich groß.

Die Summe der beiden Querkräfte unmittelbar rechts und links von einer Stütze gibt den Auflagerdruck.

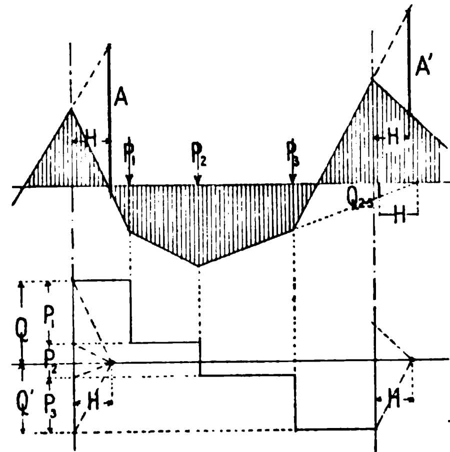


Abb. 226 u. 227.

Die Größe der Querkraft $\mathfrak{Q}$ erhält man rechnerisch, wenn die Größe der beiden benachbarten Stützenmomente M und M' sowie die Größe der Querkraft $\mathfrak{Q}$ für den entsprechenden einfachen Balken bekannt ist, zu

$$Q = \mathfrak{Q} + \frac{M - M'}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7)$$

Über die Auftragung und Berechnung der Querkräfte vergleiche die beiden folgenden Beispiele 6 und 7.

Beispiel 8. Berechnung eines durchlaufenden Trägers mit nur gleichförmig verteilten Belastungen.

(Hierzu Tafel IIa mit den Abb. a bis i.)

Der in Abb. a der Tafel IIa dargestellte Landungssteg ruhe auf fünf Stützen, von denen vier drehbar gelagert seien, wogegen das Balkenende auf der Landseite mit der fünften Stütze, dem Endwiderlager, starr verbunden ist. Die Tragbalken bilden demnach durchlaufende Träger über vier Öffnungen I bis IV mit einem fest eingespannten und einem frei überkragenden Ende. Die ständige Belastung eines Balkens sei zu $g = 1,20$ t/m, die Verkehrsbelastung zu $p = 0,80$ t/m ermittelt.

Zunächst bestimmt man nach Abb. b der Tafel IIa die Festpunkte in der auf S. 370 angegebenen Weise, und zwar die linken Festpunkte F_1, F_2, F_3 und F_4 von links ausgehend, die rechten Festpunkte F_4', F_3', F_2' und F_1' von rechts ausgehend,

Hierbei ist zu beachten, daß der Festpunkt F_1 unbeeinflußt von dem überragenden Ende mit dem frei beweglichen ersten Stützpunkt A zusammenfällt, wogegen der dem fest eingespannten Trägerende E benachbarte Festpunkt F_4' im Drittelpunkt der Öffnung IV liegt.

a) Die ständige Last.

Zur Aufzeichnung der Momentenlinien berechnet man zunächst die einfachen Momente der vier Öffnungen.

$$\mathfrak{M}_{I}{}^{0} = \mathfrak{M}_{III}{}^{0} = 1{,}20 \cdot \frac{12{,}0^2}{8} = 21{,}6 \text{ tm}$$

$$\mathfrak{M}_{II}{}^{0} = 1{,}20 \cdot \frac{15{,}0^2}{8} = 33{,}8 \text{ „}$$

$$\mathfrak{M}_{IV}{}^{0} = 1{,}20 \cdot \frac{8{,}4^2}{8} = 10{,}6 \text{ „}$$

und trägt dieselben in der Mitte der einzelnen Felder nach oben auf. Sodann zieht man nach Abb. c der Tafel IIa die Hilfslinien nach den Stützpunkten und durch die Schnittpunkte derselben mit den Festpunktloten die Schlußlinie jeder Öffnung, die an den Stützenloten die Stützenmomente für die Belastung der betreffenden Öffnung abschneiden. Die Fortsetzung der Schlußlinien bis an die Endstützen erfolgt durch Gerade, die von dem Stützenmoment $M_I{}^B$ über der Stütze B durch den von dieser entfernter liegenden Festpunkt F_2' bis zum Stützenlot in C, weiter durch F_3' nach dem Stützenlot in D und durch F_4' nach dem Stützenlot in E gelegt werden. Diese Geraden schneiden auf den Stützenloten in C, D und E die der Belastung der Öffnung I entsprechenden Stützenmomente $M_I{}^C$, $M_I{}^D$ und $M_I{}^E$ an. Die so erhaltenen Stützenmomente sind, wie ohne weiteres zu erkennen ist, abwechselnd positiv und negativ, je nachdem die Momentenstrecke unter oder über der Grundlinie liegt. In gleicher Weise werden die Schlußlinien II, III und IV für die Belastung der übrigen Öffnungen bis an die Endstützen durchgeführt. Die Stützenmomente für die Belastung des überragenden Endes bei A ergeben sich dadurch, daß man über der Stütze A das negative Stützenmoment

$$M_c{}^A = -\frac{g c^2}{2} = -1{,}20 \cdot \frac{4{,}0^2}{2} = -9{,}6 \text{ tm}$$

nach oben aufträgt und die Schlußlinie 0 in der soeben erörterten Weise zieht.

Zur Ermittlung der Biegungsmomente infolge der gesamten Balkenbelastung trägt man die Summe der einzelnen Stützenmomente unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens an einer neuen Schlußlinie (Abb. d der Tafel IIa) in gleichem Sinne, wie vorher erhalten, an und verbindet sie durch Hilfslinien, die in der Abb. d durch eine punktierte Linie dargestellt sind und als Grundlinien für die Auftragung der einfachen Momentenparabeln dienen. Die Aufzeichnung dieser Parabeln ergibt sich am bequemsten dadurch, daß man nach der auf S. 372, Abb. 222 gegebenen Anleitung die in Abb. d der Tafel IIa durch gestrichelte Linien dargestellten Tangenten in der Öffnungsmitte und an den Stützpunkten erforderlichenfalls noch einige weitere Hilfstangenten zieht. Mit Hilfe einer geeigneten Parabelschablone kann sodann die ganze Momentenlinie mit genügender Genauigkeit gezeichnet werden.

Aus der so erhaltenen Momentenlinie ergibt sich die Größe der Querkräfte einfach dadurch, daß man in den einzelnen Balkenschnitten die Tangenten an die beiden Begrenzungslinien der Momentenfläche legt. Errichtet man im

Abstande H — dem Polabstand — von den Schnittpunkten dieser Tangenten je ein Lot, so wird auf diesem die Größe der Querkraft abgeschnitten. Für unseren Fall tragen wir auf einer neuen Grundlinie (Abb. *e* der Tafel IIa) den Polabstand H rechts von jedem Stützpunkt an, ziehen von diesem Pol aus Parallelen zu den Parabeltangenten an den Stützpunkten und erhalten so die Querkräfte unmittelbar neben den Stützen. Zwischen den Stützpunkten verlaufen die Querkräfte bei gleichförmig verteilter Belastung geradlinig, und zwar müssen die Querkraftlinien der einzelnen Felder bei gleicher Einheitsbelastung parallel laufen. Sie geben in ihren Schnittpunkten mit der Grundlinie diejenigen Stellen an, in denen die Biegungsmomente ihren Größtwert erreichen.

Die Auflagerdrücke des Balkens, z. B. für die Stütze C, erhält man als die Summe der Querkräfte in den beiderseitigen, unmittelbar benachbarten Balkenschnitten ohne Rücksicht auf das Vorzeichen, also z. B. $C = Q_{II}' + Q_{III}$, denn die Querkräfte links der Stütze sind in der zeichnerischen Darstellung zwar negativ aufgetragen, wirken aber auf die Stützen in positivem Sinne, also nach abwärts gerichtet.

b) Die Verkehrslast.

In gleicher Weise wie bei der ständigen Last berechnet man zunächst die der Verkehrslast entsprechenden einfachen Biegungsmomente für jede Öffnung

$$\mathfrak{M}_I' = \mathfrak{M}_{III}' = \frac{0{,}8 \cdot 12{,}0^2}{8} = 14{,}4 \text{ tm}$$

$$\mathfrak{M}_{II}' = \frac{0{,}8 \cdot 15{,}0^2}{8} = 22{,}5 \quad ,,$$

$$\mathfrak{M}_{IV}' = \frac{0{,}8 \cdot 8{,}4^2}{8} = 7{,}1 \quad ,,$$

sowie das Stützenmoment, das der Belastung des Kragarmes entspricht,

$$M_A' = \frac{0{,}8 \cdot 4{,}0^2}{2} = 6{,}4 \text{ tm}$$

und ermittelt daraus zeichnerisch die Größe der übrigen Stützenmomente für die Belastung je einer Öffnung. In unserem Falle ist von der Aufzeichnung der Stützenmomente abgesehen worden, da infolge der über die ganze Balkenlänge gleichbleibenden Größe der ständigen und der Verkehrsbelastung die Ergebnisse der Abb. c unter Reduktion mit $\frac{p}{g} = \frac{0{,}8}{1{,}2} = \frac{2}{3}$, d. h. unter Benutzung eines anderen Maßstabes, ohne weiteres Gültigkeit auch für die Verkehrslast besitzen. Überdies gestattet hier die auf eine zeichnerisch gleich große Einheitsbelastung zurückgeführte Berechnung der veränderlichen, gegenüber der ständigen Last einen bequemen Vergleich der Wirkungen dieser beiden Belastungsarten.

Die Größtwerte der Biegungsmomente aus der veränderlichen Belastung treten bei streckenweiser Belastung auf, die für jeden Balkenschnitt anders anzuordnen ist. Für die Biegungsmomente im mittleren Teil der freien Feldlänge einer Öffnung, also für die Mittenmomente, ist die betrachtete und jede zweite weitere Öffnung voll zu belasten. Es ergibt daher die Vollbelastung der Öffnungen I und III die positiven Größtwerte ($+M_{max}$) in Öffnung I und III, gleichzeitig aber auch die negativen Größtwerte ($-M_{max}$) in Öffnung II und IV. Umgekehrt gibt die Vollbelastung des Kragendes und der Öffnungen II und IV die $+M_{max}$ für Öffnung II und IV, die $-M_{max}$ für Öffnung I und III. Man trage daher zunächst auf einer neuen Grund-

linie nach Abb. f der Tafel IIa einmal die Summen der Stützenmomente für I und III aus Abb. c auf und verbinde die so erhaltenen Punkte durch Geraden. Diese sind in den Lastfeldern I und III als Hilfsgrundlinien der einfachen Momentenparabeln zu punktieren, in den unbelasteten Feldern II und IV aber als negative Momentenlinien voll auszuziehen. Das gleiche geschieht mit den Summen der Stützenmomente für 0, II und IV aus Abb. c. Die auf den Hilfsgrundlinien anzutragenden Parabeln geben auf den Strecken zwischen den Festpunkten die Größtwerte der positiven, die Momentenlinien der unbelasteten Felder für die gleichen Strecken zwischen den Festpunkten die Größtwerte der negativen Biegungsmomente.

Die Größtwerte der Stützenmomente, also der Strecken über und unmittelbar neben einer Stütze, erhält man durch Vollbelastung der beiden Nachbaröffnungen, wogegen die anschließenden weiteren Öffnungen wieder abwechselnd zu belasten sind. Trägt man z. B. die Summe der Stützenmomente, die bei Belastung der Öffnungen I, II und IV über den Stützen A, B und C entstehen, auf diesen Stützenloten an und verbindet dieselben miteinander, so erhält man an der Stütze B zwei neue Hilfsgrundlinien für die Auftragung der Parabeltangenten zu beiden Seiten der Stütze, welche die Größtwerte der negativen Biegungsmomente ($-M_{max}$) unmittelbar neben diesen ergeben. Die größten positiven Biegungsmomente ($+M_{max}$) über einer Stütze erhält man durch die der vorstehenden entgegengesetzte Lastenanordnung, also z. B. für B dann, wenn Öffnungen I, II und IV unbelastet, dagegen das überkragende Ende und Öffnung III belastet sind. Werden die aus 0 und III (Abb. c der Tafel IIa) über A, B und C entstehenden Stützenmomente in Abb. f über A, B und C aufgetragen und miteinander durch ausgezogene Linien verbunden, so ergeben diese an der Stütze B zwei Tangenten für die Umhüllende der $+M_{max}$ über der Stütze B. Ähnlich ist für die übrigen Stützen zu verfahren.

Die Balkenstrecken zwischen den Stützpunkten und den Festpunkten erhalten ihre ungünstige Beanspruchung bei nur teilweiser Belastung einzelner Öffnungen. Die sehr umständliche genaue Ermittlung der Biegungsmomente in diesen Strecken kann dadurch umgangen werden, daß man die zwischen den Festpunkten bereits gegebenen Momentenlinien mit den für die Stützenmomente maßgebenden Parabeltangenten durch parabelähnliche Linien verbindet, welche die Linienstücke der Mittenmomente in den Festpunkten und die Parabeltangenten an den Stützpunkten berühren, wie aus Abb. f zu ersehen ist. Damit sind die beiden Umhüllenden der größten positiven und negativen Biegungsmomente gegeben.

Die größten Querkräfte in den einzelnen Querschnitten treten jeweilig bei teilweiser Belastung der einzelnen Öffnungen auf und bedürfen zur genauen Bestimmung der Aufzeichnung der Momentenlinien für die verschiedenen Belastungsfälle. Sie lassen sich aber angenähert auch aus den größten Querkräften neben den Stützen wie folgt auftragen. In gleicher Weise wie bei der ständigen Last (vergl. Abb. e der Tafel IIa) trägt man auf einer neuen Grundlinie (Abb. g der Tafel IIa) die Polabstände H auf. Werden von diesen Polen aus Parallelen zu den Tangenten gezogen, die in Abb. f an den Momentenlinien $+M_{max}$ und $-M_{max}$ neben den einzelnen Stützen ermittelt worden sind, so erhält man die beiden Grenzwerte der Querkräfte unmittelbar neben den Stützen.

Die mit dem Zirkel vorzunehmende mehrfache Zusammentragung der Stützenmomente kann häufig vereinfacht und übersichtlich gestaltet werden durch Zusammenstellung der aus Abb. c zu entnehmenden Werte in nachstehender Form, da dann nur eine einfache rechnerische Addition erforderlich ist.

lastungsstrecke	Biegungsmomente M_A	$\mathfrak{M}_I$	M_B	$\mathfrak{M}_{II}$	M_C	$\mathfrak{M}_{III}$	M_D	$\mathfrak{M}_{IV}$	M_E	Größtwert für
agende . . .	−6,4	—	+ 1,5	—	− 0,5	—	+ 0,2	—	−0,1	− A
fnung I . . .	0	(*14,4*)	− 6,9	—	+ 2,1	—	− 0,7	—	+0,3	
„ II . . .	0	—	− 9,5	(*22,5*)	−10,6	—	+ 3,5	—	−1,7	
„ III . . .	0	—	+ 1,4	—	− 5,1	(*14,4*)	− 7,8	—	+3,9	
„ IV . . .	0	—	− 0,1	—	+ 0,4	—	− 1,8	(*7,1*)	−6,2	
fnung 0, II, IV	−6,4	—	− 8,1	(*22,5*)	−10,7	—	+ 1,9	(*7,1*)	−8,0	+ II, + IV; − I, − III; − A, − E
„ I, III . .	0	(*14,4*)	− 5,5	—	− 3,0	(*14,4*)	− 8,5	—	+4,2	+ I, + III; − II, − IV; + E
„ I, II, IV	0	(*14,4*)	−16,5	(*22,5*)	− 8,1					− B
„ 0, II, III			− 6,6	(*22,5*)	−16,1	(*14,4*)	− 4,1			− C
„ I, III, IV					− 2,6	(*14,4*)	−10,3	(*7,1*)	−2,0	− D
„ 0, III . .	−6,4	—	+ 2,9	—	− 5,6					+ B
„ I, IV . .			− 7,0	—	+ 2,5	—	− 2,5			+ C
„ 0, II . .					−11,1	—	+ 3,7	—	−1,8	+ D
llbelastet . .	−6,4	(*14,4*)	−13,6	(*22,5*)	−13,7	(*14,4*)	− 6,6	(*7,1*)	−3,8	

Die Ermittlung der größten Querkräfte kann auch in ähnlicher Weise wie die der Stützenmomente durch tabellarische Zusammenstellung der bei Belastuug einzelner Öffnungen entstehenden Querkräfte erfolgen. Hierbei ist zu beachten, daß die Querkräfte sich aus den Stützenmomenten ergeben und zwar

in der Lastöffnung zu

$$Q = \frac{pl}{2} + \frac{M - M'}{l}$$

bezw.

$$Q' = -\frac{pl}{2} + \frac{M - M'}{l},$$

in einer unbelasteten Öffnung zu

$$Q = -Q' = \frac{M - M'}{l}.$$

Die Auflagerdrücke sind entsprechend

$$A = -Q_c' + Q_I$$
$$B = -Q_I' + Q_{II}$$
$$C = -Q_{II}' + Q_{III} \text{ usf.}$$

Danach wären in unserem Falle

Auflagerdrücke	A		B		C		D		E
Querkräfte	Q_c'	Q_I	Q_I'	Q_{II}	Q_{II}'	Q_{III}	Q_{III}'	Q_{IV}	Q_{IV}'
Querkräfte: Kragende, belastet . .	−3,20	+0,66	+0,66	−0,13	−0,13	+0,05	+0,05	−0,03	−0,03
Öffnung I, „ . .	0	+4,22	−5,38	+0,60	+0,60	−0,23	−0,23	+0,13	+0,13
„ II, „ . .	0	−0,80	−0,80	+5,93	−6,07	+1,18	+1,18	−0,62	−0,62
„ III, „ . .	0	+0,12	+0,12	−0,43	−0,43	+4,57	−5,03	+1,39	+1,39
„ IV, „ . .	0	−0,01	−0,01	+0,04	+0,04	−0,18	−0,18	+2,83	−3,89
Q_{max}	−3,20	+5,00	−6,19	+6,57	−6,63	+5,80	−5,44	+4,35	−4,54
Q_{min}	0	−0,81	+0,78	−0,56	+0,64	−0,41	+1,23	−0,65	+1,52
Vollbelastung	−3,20	+4,19	−5,41	+6,01	−5,99	+5,39	−4,21	+3,70	−3,02
Auflagerdrücke: max	+8,20		+12,76		+12,43		+9,79		+4,54
min	−0,81		−1,34		−1,05		−1,88		−1,52
Vollbelastung .	+7,39		+11,42		+11,38		+7,91		+3,02

Die größte Querkraft Q_{max} neben einer Stütze tritt natürlich dann auf, wenn das betreffende Feld voll belastet ist. Dabei muß die Querkraftlinie eine Gerade sein mit der Neigung p t auf die Strecke von 1 m und bildet eine Tangente an die Umhüllungslinie der größten Querkräfte. Umgekehrt tritt der Kleinstwert der Querkraft Q_{min} an einer Stütze dann auf, wenn das betreffende Feld unbelastet ist. Die Querkraft ist dann für das ganze Feld gleich und die Querkraftlinie eine Parallele zur Grundlinie. Sie bildet eine zweite Tangente an die Umhüllende der größten Querkräfte. Legt man nun an diese Tangenten in den Stützpunkten parabelähnliche Linien, so bilden diese mit genügender Annäherung die gesuchten Umhüllenden der größten positiven und negativen Querkräfte.

Zum Schlusse sind noch die Momente und die Querkräfte von der Verkehrslast zu denen von der ständigen Last zu addieren, um die absoluten Größtwerte der überhaupt möglichen Kräfte zu erhalten. Durch Vereinigung der Werte der Abb. f mit denen der Abb. d, bezw. der Werte der Abb. g mit denen der Abb. e ergeben sich die Darstellungen der Abb. h und i unter Beachtung der Verschiedenheiten der Maßstäbe und entsprechender Reduktion. Die Ergebnisse, welche in diesen beiden Abbildungen enthalten sind, bilden nunmehr die Grundlage für die Wahl der Abmessungen oder die Berechnung der Spannungen.

Beispiel 9. Berechnung eines durchlaufenden Trägers mit Hilfe von Einflußlinien.

(Hierzu Tafel IIb mit den Abb. a bis d.)

Der in Abb. 228 dargestellte Träger liegt auf vier starren Stützen von gleichem Abstande $l_1 = l_2 = l_3 = 9{,}0$ m und sei einmal für die alleinige Belastung mit einem 30 t schweren Lastwagen, das andere Mal für die Belastung mit einer 15 t schweren Dampfwalze und Menschengedränge auf dem freibleibenden Raum zu untersuchen. Die Berechnung der Biegungsmomente und Querkräfte erfolgt daher vorteilhaft unter Benutzung von Einflußlinien, die sich angesichts der symmetrischen Stützenanordnung auf die halbe Trägerlänge beschränken können.

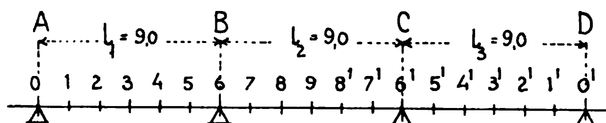


Abb. 228.

Zur Aufzeichnung der Einflußlinien wird in Anbetracht der einfachen Stützungsverhältnisse vorteilhaft der Weg der rechnerischen Ermittlung der wichtigsten Punkte eingeschlagen, da hierbei die zeichnerische Ermittlung der Festpunkte und der Stützenmomente für die verschiedenen Stellungen der Einzellasten erspart und eine größere Genauigkeit gewährleistet wird.

a) Die Einflußlinien der Biegungsmomente.

Teilt man die einzelnen Balkenfelder in je $m = 6$ gleiche Teile von je $\frac{l}{m} = \frac{9{,}0}{6} = 1{,}5$ m Länge, so sind die einfachen Biegungsmomente in den Lastpunkten bei den verschiedenen Laststellungen

$$\mathfrak{M} = P \cdot \frac{x(l-x)}{l}.$$

Setzt man hierin $x = n \cdot \frac{l}{m}$ und $P = 1$, so wird

$$\mathfrak{M} = 1 \frac{nl}{m}\left(\frac{m}{m} - \frac{n}{m}\right) = \frac{l}{m^2} \cdot n(m-n),$$

also in den Punkten

$$1,\ 5 \text{ und } 7 \text{ mit } n=1:\ \mathfrak{M}=\frac{9{,}0}{36}\cdot 1\cdot 5=1{,}25 \text{ tm}$$

$$2,\ 4 \text{ „ } 8 \text{ „ } n=2:\ \mathfrak{M}=\frac{9{,}0}{36}\cdot 2\cdot 4=2{,}00 \text{ „}$$

$$3 \text{ „ } 9 \text{ „ } n=3:\ \mathfrak{M}=\frac{9{,}0}{36}\cdot 3\cdot 3=2{,}25 \text{ „}$$

Die Stützenmomente im Punkt B werden infolge der Last im ersten Felde nach Gleichung 3 α

$$M' = P\cdot\frac{x\,(l^2-x^2)}{l^2}\,\frac{f'}{l-f'}.$$

Setzt man hierin wieder $x=n\cdot\frac{l}{m}$; $P=1$ und $f'=\frac{4}{19}l$, also $\frac{f'}{l-f'}=\frac{4}{15}=\varphi$, so wird

$$M_B = 1\cdot\frac{n}{m}\,l\cdot\frac{m^2-n^2}{m^2}\cdot\varphi=\frac{\varphi\cdot l}{m^3}\cdot n\,(m^2-n^2).$$

In dieser Gleichung ist der erste Teil $\frac{\varphi\cdot l}{m^3}=\frac{4}{15}\cdot\frac{9{,}0}{6^3}=\frac{1}{90}$ ein Festwert, wogegen der zweite Teil $n\,(m^2-n^2)$ aus lauter ganzen Zahlen besteht. Es ist daher infolge der Last im Punkte

$$1 \text{ mit } n=1:\ M_B{}^1=\frac{1}{90}\cdot 1\,(6^2-1^2)=\frac{35}{90}=0{,}389 \text{ tm}$$

$$2 \text{ „ } n=2:\ M_B{}^2=\frac{1}{90}\cdot 2\,(6^2-2^2)=\frac{64}{90}=0{,}711 \text{ „}$$

$$3 \text{ „ } n=3:\ M_B{}^3=\frac{1}{90}\cdot 3\,(6^2-3^2)=\frac{81}{90}=0{,}900 \text{ „}$$

$$4 \text{ „ } n=4:\ M_B{}^4=\frac{1}{90}\cdot 4\,(6^2-4^2)=\frac{80}{90}=0{,}889 \text{ „}$$

$$5 \text{ „ } n=5:\ M_B{}^5=\frac{1}{90}\cdot 5\,(6^2-5^2)=\frac{55}{90}=0{,}611 \text{ „}$$

Für die Laststellungen im zweiten Felde ist nach Gleichung 3 ε

$$M_B = P\cdot x\cdot\frac{l-x}{l}\cdot\frac{2l+5x}{15\,l},$$

wobei x von der Stütze C aus zu rechnen ist. Setzt man hierin wieder $x=n\,\frac{l}{m}$, $P=1$, so wird

$$M_B=\frac{n}{m}\,l\,\frac{m-n}{m}\cdot\frac{2\,m+5\,n}{15\,m}=\frac{l}{15\,m^3}\cdot n\cdot(m-n)\,(2\,m+5\,n).$$

Hierin ist wieder der erste Teil der Gleichung $\frac{l}{15\,m^3}=\frac{9{,}0}{15\cdot 6^3}=\frac{1}{360}$ ein Festwert, der zweite Teil $n\,(m-n)\,(2\,m+5\,n)$ aus lauter ganzen Zahlen zusammengesetzt, es wird daher für den Punkt

$$7 \text{ mit } n=5:\ M_B{}^7=\frac{1}{360}\cdot 5\cdot 1\cdot(12+25)=\frac{185}{360}=0{,}514 \text{ tm}$$

$$8 \text{ „ } n=4:\ M_B{}^8=\frac{1}{360}\cdot 4\cdot 2\cdot(12+20)=\frac{256}{360}=0{,}711 \text{ „}$$

$$9 \text{ mit } n = 3:\ M_B{}^9 = \frac{1}{360} \cdot 3 \cdot 3 \cdot (12 + 15) = \frac{243}{360} = 0{,}675\ „$$

$$10\ „\ n = 2:\ M_B{}^{10} = \frac{1}{360} \cdot 2 \cdot 4 \cdot (12 + 10) = \frac{176}{360} = 0{,}489\ „$$

$$11\ „\ n = 1:\ M_B{}^{11} = \frac{1}{360} \cdot 1 \cdot 5 \cdot (12 + 5) = \frac{85}{360} = 0{,}236\ „$$

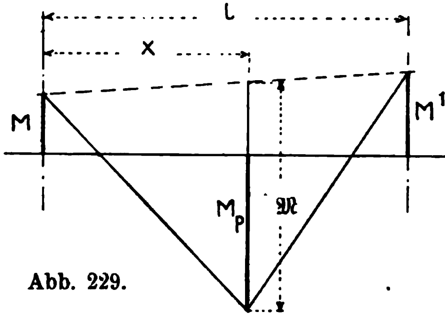


Abb. 229.

Der Symmetrie wegen gelten die gleichen Werte in umgekehrter Folge auch für die Stützenmomente M_c, also $M_c{}^7 = M_B{}^{11}$; $M_c{}^8 = M_B{}^{10}$ . . . usf.

Zur Aufzeichnung der Einflußlinien ist noch die Berechnung der positiven Momente im Lastpunkte selbst erforderlich. Diese sind nach Abb. 229

$$M_P = \mathfrak{M} - M - (M' - M)\frac{x}{l},$$

also im Punkte 1: $M_P{}^1 = 1{,}250 - 0 \quad - \frac{1}{6}(0{,}389 - 0) \quad = 1{,}185$ tm

„ „ 2: $M_P{}^2 = 2{,}000 - 0 \quad - \frac{2}{6}(0{,}711 - 0) \quad = 1{,}763$ „

„ „ 3: $M_P{}^3 = 2{,}250 - 0 \quad - \frac{3}{6}(0{,}900 - 0) \quad = 1{,}800$ „

„ „ 4: $M_P{}^4 = 2{,}000 - 0 \quad - \frac{4}{6}(0{,}889 - 0) \quad = 1{,}407$ „

„ „ 5: $M_P{}^5 = 1{,}250 - 0 \quad - \frac{5}{6}(0{,}611 - 0) \quad = 0{,}741$ „

„ „ 6: $M_P{}^6 = 0 \quad - 0 \quad - \frac{6}{6}(0 \quad - 0) \quad = 0$ „

„ „ 7: $M_P{}^7 = 1{,}250 - 0{,}514 - \frac{1}{6}(0{,}236 - 0{,}514) = 0{,}782$ „

„ „ 8: $M_P{}^8 = 2{,}000 - 0{,}711 - \frac{2}{6}(0{,}489 - 0{,}711) = 1{,}363$ „

„ „ 9: $M_P{}^9 = 2{,}250 - 0{,}675 - \frac{3}{6}(0{,}675 - 0{,}675) = 1{,}575$ „

Nunmehr gestaltet sich die Aufzeichnung der Einflußlinien nach Abb. a auf Tafel IIb wie folgt: Man trägt zunächst die Stützenmomente für die einzelnen Laststellungen in den Lastpunkten nach unten auf, verbindet sie durch eine stetig gekrümmte Linie und erhält damit die Einflußlinie $M_B{}^{\mathrm{I}}$ im ersten und $M_B{}^{\mathrm{II}}$ im zweiten Felde für die Stützenmomente in B. Die Fortsetzung der Linie im dritten Felde, also $M_B{}^{\mathrm{III}}$, ergibt sich einfach dadurch, daß man in den Punkten 13 bis 17 (vergl. Abb. 230) je $\frac{1}{4}$ der für die Punkte 5∼1 gefundenen Werte $M_B{}^{\mathrm{I}}$, aber nach oben, aufträgt.

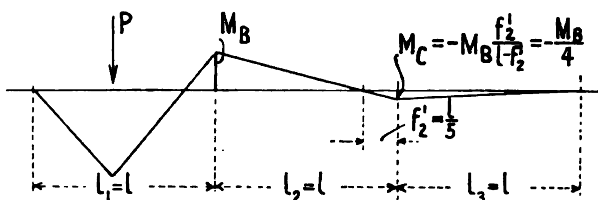


Abb. 230.

Nun trägt man weiter die Biegungsmomente M_P in den Lastpunkten nach oben auf und findet zur Kontrolle, daß sich diese Punkte durch stetige, in Abb. a punktierte Linien verbinden lassen, die als Fortsetzungen der Einflußlinien der Stützenmomente erscheinen und die Umhüllende der unter einer wandernden Einzellast auftretenden größten Biegungsmomente darstellen.

Zur Aufzeichnung der Einflußlinien für die einzelnen Teilpunkte beachte man, daß dieselben aus den geraden Verbindungslinien der Stützenmomente mit dem Lastmomente entstanden sind. Demnach teilt man zunächst die Strecken zwischen den Lastmomenten und den linken Stützenmomenten (im ersten Felde der Nullinie, da das Stützenmoment in A stets Null ist) von links herein der Reihe nach in

$$n = 1,\ 2,\ 3\ \ldots\ (m-1) \text{ Teile,}$$

also die Strecke M_P im Lote 5 in 1 Teil
„ „ 4 „ 2 Teile
„ „ 3 „ 3 „
„ „ 2 „ 4 „

Die Verbindung der so erhaltenen Punkte gemäß Abb. a ergibt die rechts vom Lastpunkte gelegenen Stücke der Einflußlinien, die sich in die zweite Öffnung fortsetzen, als $\frac{n}{m} = \frac{1}{6},\ \frac{2}{6}\ \ldots$ der Stützeneinflußlinien. Die vollständige Aufzeichnung dieser Fortsetzungen ist nicht erforderlich, da sie der Stützeneinflußlinie vollkommen ähnlich sind. Sie sind aber wenigstens soweit durchzuführen, als es zur Beurteilung des stetigen Übergangs durch den Nullpunkt, also zur richtigen Formgebung der Linien im ersten Felde nötig ist.

Nun teile man die Strecken $M_P + M_B$ von rechts herein in 1, 2, 3 ... $(m-1)$ Teile also im Lote 1 in 1 Teil
„ „ 2 „ 2 Teile
„ „ 3 „ 3 „
„ „ 4 „ 4 „
„ „ 5 „ 5 „

und erhält damit die anderen Stücke der einzelnen Einflußlinien links vom Lastpunkt bis zum Punkte A. Die richtige Form der Linien 1 und 2 in den ersten Felderteilen sind dadurch bestimmt, daß die lotrechten Abstände der einzelnen Linien gleich sein müssen.

In gleicher Weise geht man in der zweiten Öffnung vor, wobei zu beachten ist, daß die linken Stücke der Linien 7, 8 und 9 genau symmetrisch zu den rechten Stücken der Linien 11, 10 und 9 sind, so daß die entsprechenden Teilpunkte von den Loten in 11, 10 und 9 nach den Loten in 7, 8 und 9 zu übertragen sind. Das gleiche gilt von den Fortsetzungen dieser Linien in die erste bezw. dritte Öffnung, die ebenfalls nur soweit zu zeichnen sind, daß die richtige Form der Linien durch einige weitere Punkte gesichert ist. Hierbei ist jedoch noch zu beachten, daß für die Fortsetzung in der ersten bezw. dritten Öffnung die Strecken $M_B + M_C$ in m Teile zu teilen sind und daß in unserem Falle die Einflußlinie für die Stützenmomente M_C^{III} im dritten Felde gleich — nur symmetrisch gelegen — der Einflußlinie für die Stützenmomente M_B^{I} im ersten Felde ist und umgekehrt. Statt der Fortsetzung der Linien in die Nachbarfelder kann man auch in den Stützpunkten an die Einflußlinien der Stützenmomente die geometrischen Tangenten ziehen, diese in die entsprechenden m Teile zerlegen und zur Aufzeichnung der übrigen Linien benutzen.

b) Zur Auftragung der Einflußlinien für die Querkräfte beachte man, daß im Lastfelde die Querkraft links der Last

$$Q = \frac{M + M_P}{x} = P\frac{l - x}{l} + \frac{M - M'}{l},$$

in einem unbelasteten Felde

$$Q = \frac{M - (-M')}{l} = \frac{M + M'}{l} \text{ ist.}$$

Demnach berechnen sich die Höhen der Einflußlinien wie folgt. Im ersten Felde links der Last = dem Auflagerdruck A ist die Querkraft, und zwar:

im Punkt 0: $Q = 1 - 0 = 1{,}000 - 0 = 1{,}000$

„ „ 1: $Q = \frac{5}{6} - \frac{0{,}389}{9{,}0} = 0{,}833 - 0{,}043 = 0{,}790$

„ „ 2: $Q = \frac{4}{6} - \frac{0{,}711}{9{,}0} = 0{,}667 - 0{,}079 = 0{,}588$

„ „ 3: $Q = \frac{3}{6} - \frac{0{,}911}{9{,}0} = 0{,}500 - 0{,}100 = 0{,}400$

„ „ 4: $Q = \frac{2}{6} - \frac{0{,}889}{9{,}0} = 0{,}333 - 0{,}099 = 0{,}234$

„ „ 5: $Q = \frac{1}{6} - \frac{0{,}611}{9{,}0} = 0{,}167 - 0{,}068 = 0{,}099$

„ „ 6: $Q = 0 - \frac{0}{9{,}0} = 0 - 0 = 0$

„ „ 7: $Q = \frac{0{,}514}{9{,}0} = -0{,}057$

„ „ 8: $Q = \frac{0{,}711}{9{,}0} = -0{,}079$

„ „ 9: $Q = \frac{0{,}675}{9{,}0} = -0{,}075$

„ „ 10: $Q = \frac{0{,}489}{9{,}0} = -0{,}054$

„ „ 11: $Q = \frac{0{,}236}{9{,}0} = -0{,}026$

„ „ 12: $Q = \frac{0}{9{,}0} = 0$

„ „ 13: $Q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}611}{9{,}0} = 0{,}017$

„ „ 14: $Q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}889}{9{,}0} = 0{,}025$

„ „ 15: $Q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}900}{9{,}0} = 0{,}025$

„ „ 16: $Q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}711}{9{,}0} = 0{,}020$

„ „ 17: $Q = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}389}{9{,}0} = 0{,}011$

„ „ 18: $Q = \frac{1}{4} \cdot 0 = 0$

Die Querkraft rechts vom Schnitt ist gleich der Querkraft links vom Schnitt, vermindert um die Last selbst. Es erübrigt daher nur, nach Abb. 231, zur Linie A_r im ersten Felde eine gleiche Linie im Abstand 1 zu ziehen, um die Einflußlinie B_l der Querkraft im ersten Felde rechts vom Schnitte, also die Querkraft links von der zweiten Stütze B zu erhalten. Die Einflußlinie A_r im zweiten und dritten Felde ist natürlich vollkommen gleich der Einflußlinie für B_l im zweiten und dritten Felde. Die Querkräfte für die Last im zweiten Felde berechnen sich ähnlich wie vorher, wie folgt:

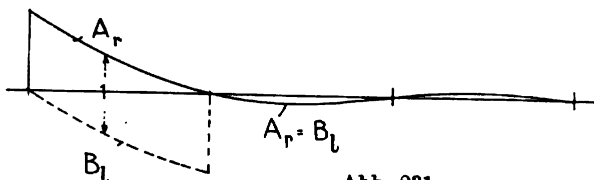


Abb. 231.

Im Punkt 1 bezw. 17 ist $Q_1 = \frac{0,389}{\frac{4}{5} \cdot 9,0} = \frac{0,389}{7,20} = 0,054 = -Q_{17}$

„ „ 2 „ 16 „ $Q_2 = \qquad = \frac{0,711}{7,20} = 0,099 = -Q_{16}$

„ „ 3 „ 15 „ $Q_3 = \qquad = \frac{0,900}{7,20} = 0,125 = -Q_{15}$

„ „ 4 „ 14 „ $Q_4 = \qquad = \frac{0,889}{7,20} = 0,123 = -Q_{14}$

„ „ 5 „ 13 „ $Q_5 = \qquad = \frac{0,611}{7,20} = 0,085 = -Q_{13}$

„ „ 6 links „ 12 rechts „ $Q_{6\,\text{links}} = \qquad = \frac{0}{7,20} = 0 = -Q_{12}$

Im Punkt 6 ist $Q_{6\,\text{rechts}}^{\text{links}}$ …

$Q_{6\,\text{rechts}} = 1 - \frac{0}{9,0} = 1,000$

„ „ 7 ist $Q_7 = \frac{5}{6} - \frac{0,236 - 0,514}{9,0} = 0,864$

„ „ 8 „ $Q_8 = \frac{4}{6} - \frac{0,489 - 0,711}{9,0} = 0,691$

„ „ 9 „ $Q_9 = \frac{3}{6} - \frac{0,675 - 0,675}{9,0} = 0,500$

„ „ 10 „ $Q_{10} = \frac{2}{6} - \frac{0,711 - 0,489}{9,0} = 0,309$

„ „ 11 „ $Q_{11} = \frac{1}{6} - \frac{0,541 - 0,236}{9,0} = 0,136$

„ „ 12 „ $Q_{12} = 0 - \frac{0}{9,0} = 0$

Wie vorher von der Einflußlinie B_l im ersten Felde gesagt, erhält man die Einflußlinie C_l im zweiten Felde nach Abb. 232 aus der Einflußlinie B_r durch Subtraktion der Last $P = 1$.

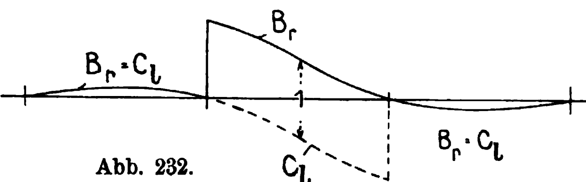


Abb. 232.

Aus den Querkraftlinien ergeben sich die Einflußlinien der Stützendrücke durch einfache Addition der Querkräfte links und rechts von der Stütze, wobei zu beachten

ist, daß die Querkräfte links von der Stütze zwar mit negativem Vorzeichen aufgetragen sind, in Wirklichkeit aber in gleichem Sinne wirken und daher als Streckengrößen zu addieren sind. Da links von der ersten Stütze Querkräfte nicht auftreten, so ist die Einflußlinie der Querkraft A rechts von der Stütze A gleichzeitig die Einflußlinie des Auflagerdruckes A. Die Einflußlinie des Auflagerdruckes B ist in Abb. c der Tafel IIa punktiert eingetragen.

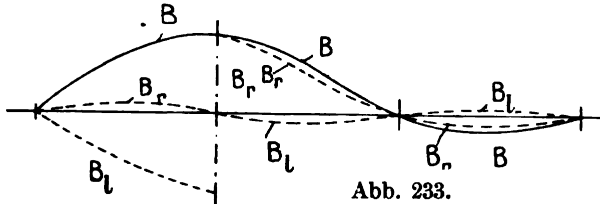


Abb. 233.

Die so gefundenen Einflußlinien sind auch für beliebige andere Stützweiten l_1', l_2' und l_3, zu verwenden, wenn das Verhältnis der Stützweiten gleich der unseres Beispiels, also $\frac{l_1'}{l_1} = \frac{l_2'}{l_2} = \frac{l_3'}{l_3}$ ist. Dann sind die Momente entsprechend der neuen Stützweite zu reduzieren und überdies der Lastenzug in entsprechender Verkürzung aufzuzeichnen. Z. B. wären für $l_1' = l_2' = l_3' = 12{,}0$ m die Ordinaten der Einflußlinien oder, was dasselbe ist, die Lasten des gegebenen Lastenzuges mit $\frac{l_1'}{l} = \frac{12{,}0}{9{,}0}$ zu multiplizieren, die Abstände der Lasten im Lastenzuge mit $\frac{12{,}0}{9{,}0}$ zu dividieren. An Stelle des für den Träger mit $l = 12{,}0$ m vorgeschriebenen Lastenzuges a der Abb. 234 wäre daher bei Benutzung unserer Einflußlinien für $l = 9{,}0$ m der Lastenzug a' zu verwenden.

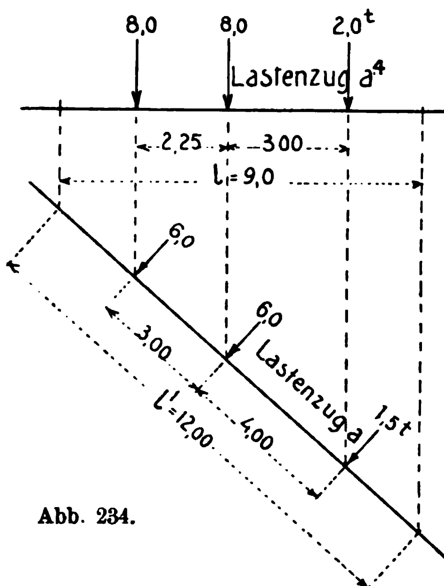


Abb. 234.

c) Die Auswertung der Einflußlinien geschieht nun derart, daß man für jeden Trägerpunkt diejenige Laststellung ermittelt, die den Größtwert des Biegungsmomentes ergibt und ebenso die Laststellung für den Kleinstwert des Biegungsmomentes. Die nochmalige besondere Auftragung der Einflußlinien kann bei einiger Vorsicht umgangen werden, wenn man z. B. für gleiche Einzellasten die maßgebenden Lastpunkte an den einzelnen Linien selbst bezeichnet, bei verschiedenen Lasten aber unter der Einflußliniengruppe die Laststellungen für jeden Punkt auf je einer einfachen Linie aufträgt, wie es z. B. aus Abb. a, Tafel IIb hervorgeht. In dieser Darstellung bezeichnen die an die Einflußlinien gesetzten Punkte die maßgebenden Ordinaten für die Belastung des Trägers durch einen Lastwagen mit zwei Achslasten von 7,5 t in 5,0 m Abstand, wogegen die darunter gezeichneten Laststellungen für die in Abb. 199a des Beispiels 1 berechnete Dampfwalze mit $P_1 = 5{,}70$ t bezw. $P_2 = 5{,}00$ t Achsdruck bei 3,0 m Achsabstand und beiderseits anschließendem Menschengedränge $p = 0{,}60$ t/m gelten.

Die ungünstigsten Laststellungen für die innerhalb eines Feldes gelegenen Schnittpunkte ergeben sich einfach derart, daß die größte Last in den Schnittpunkt, der übrige Lastenzug aber so gestellt wird, daß die Summen der übrigen Lasteinflüsse ($\Sigma P \cdot \eta$) den Größtwert ergeben, was in den meisten Fällen ohne weiteres zu ersehen ist. Für die Stützenmomente, bei denen die ungünstigste Laststellung nicht durch eine Spitze in der Einflußlinie festgelegt ist, muß die ungünstigste Laststellung durch mehrmaliges Verschieben des Lastenzuges ausgemittelt werden.

Das Biegungsmoment für eine Einzellast P ist $M = P \cdot \eta$, wenn η die Ordinate der Einflußlinie im Lastpunkte bedeutet. Für gleichförmig verteilte Belastung p ist $M = p \cdot \varphi$, wenn mit φ die von der Einflußlinie und der Grundlinie eingeschlossene Fläche auf die Länge der Belastung bezeichnet wird.

Die Berechnung der in den einzelnen Punkten auftretenden Größtwerte der Biegungsmomente erfolgt am bequemsten wieder in Tabellenform wie folgt:

Biegungsmoment	30 t-Lastwagen			Dampfwalze mit anschließendem Menschengedränge					
	η für		$M = \Sigma P \cdot \eta$	η für		$\varphi = \int \eta\, dl$ für $p = 0{,}80$ t/m in Öffnung			$M = \Sigma P\eta + p\varphi$
	$P_1 = 7{,}5$ t	$P_2 = 7{,}5$ t	tm	$P_1 = 5{,}7$ t	$P_2 = 5{,}0$ t	I	II	III	tm
$+M_1$	1,19	0,28	+ 11,0	1,19	0,60	0,72	—	0,22	+ 10,4
$+M_2$	1,76	0,18	+ 14,6	1,76	0,71	1,53	—	0,45	+ 14,8
$+M_3$	1,80	—	+ 13,5	1,80	0,55	2,24	—	0,67	+ 14,8
$+M_4$	1,41	0,15	+ 11,7	1,41	0,52	1,18	—	0,90	+ 11,9
$+M_5$	0,74	(— 0,10)	+ 5,5	0,74	0	0,10	—	1,13	+ 5,1
$+M_7$	0,78	(— 0,04)	+ 5,8	0,78	0,07	—	0,13	—	+ 4,9
$+M_8$	1,36	0,11	+ 11,0	1,36	0,44	—	1,12	—	+ 10,6
$+M_9$	1.58	(— 0,09)	+ 11,9	1,58	0,37	—	1,20	—	+ 11,6
$-M_6$ für $-M_{II}$ und $+M'_6$.	— 0,61	— 0,61	— 9,2	— 0,88	— 0,73	1,27	—	1,35	— 10,2
$-M_6$ für $-M_I$	— 0,45	— 0,44	— 6,7	— 0,70	— 0,54	—	1,03	—	— 7,1
$-M_{6\,max}$ . .	— 0,86	— 0,66	— 11,4	— 0,88	— 0,73	1,27	4,05	—	— 11,9

Die eingeklammerten Zahlen sind die negativen Werte η, welche sich bei der betreffenden Laststellung unter der zweiten Last ergeben. Diese Werte bleiben jedoch bei der Berechnung des Biegungsmomentes unberücksichtigt, da der angenommene Achsabstand nur den möglichen Kleinstwert der Lastentfernung angibt, ein größerer Abstand aber wohl nicht ausgeschlossen ist.

Für die Berechnung der Einflußflächen φ für die gleichförmig verteilte Belastung können die Einflußlinien zwischen den einzelnen Teilpunkten meist genau genug als geradlinig, die Teilflächen demnach als Trapeze angenommen werden. Für größere Flächen, z. B. für die ganze Einflußfläche eines Stützenmomentes bei Vollbelastung eines Feldes, ist die Gleichung $\varphi = \frac{a}{3}(\eta_1 + 2\,\eta_2 + 4\,\eta_3 + 2\,\eta_4 + \ldots + 4\,\eta_{n-2} + 2\,\eta_{n-1} + \eta_n)$ zu empfehlen, wobei a den Abstand der Teilpunkte bedeutet und die Anzahl des Felderteile eine gerade sein muß. Das gleiche Ergebnis würde natürlich auch aus den Gleichungen 4 u. 6 (Seite 372 und 373) erhalten werden.

Die Aufzeichnung der genauen Umhüllungslinie der größten Biegungsmomente bietet nunmehr keine Schwierigkeiten, wenn man beachtet, daß diese Linie sich aus einzelnen Teilen zusammensetzt. Der besseren Übersicht wegen empfiehlt es sich, die Einflußlinie der maßgebenden, das ist der im fraglichen Balkenschnitt stehenden Last zunächst einzutragen und daran die Einflüsse der übrigen Lasten anzutragen.

Da diese erst bei einer bestimmten Stellung der maßgebenden Last auf den Balken zu stehen kommen und dieser Punkt ohne weiteres zu bestimmen ist, so kann damit mit geringer Mühe die genaue Linie gezeichnet werden. Eine weitere Erörterung der Abb. c auf Tafel IIb, in welcher die linke Seite für den Lastwagen, die rechte Seite für die Dampfwalze gilt, erscheint überflüssig.

Zur Ermittlung der größten Querkräfte beachte man, daß die Einflußlinie A_r und B_l für alle Schnitte zwischen den Stützen A und B gilt, wenn nach Abb. 235 im betreffenden Schnitte ein Lot errichtet wird. Dann gilt links vom Schnitt der negative Teil der Linie B_l, rechts vom Schnitt der positive Teil der Linie A_r. Das gleiche gilt für die Balkenschnitte im zweiten Felde mit den Linien B_r und C_l. Da diese beiden Einflußlinien vollkommen gleich, nur um 180° verschwenkt sind, so gelten die Werte z. B. für $+Q_8$ auch für $-Q_{10}$ usw. Im mittleren Felde ist daher die Umhüllende der positiven Querkräfte gleich der um 180° geschwenkt gedachten Umhüllenden der negativen Querkräfte.

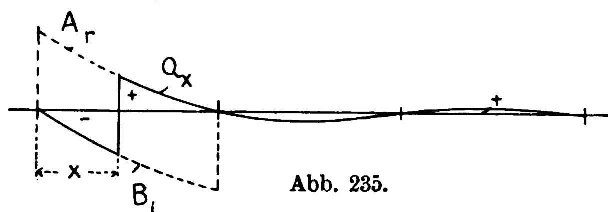


Abb. 235.

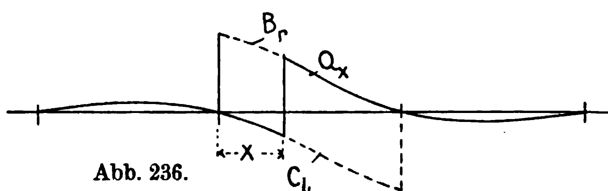


Abb. 236.

In ähnlicher Weise wie für die Biegungsmomente ermittelt man die Umhüllenden der größten Querkräfte durch tabellarische Zusammenstellung der einzelnen Werte wie aus der nebenstehenden Zusammenstellung zu ersehen ist.

In der Abb. d auf Tafel IIb sind diese Werte aufgetragen, und zwar des besseren Vergleichs der beiden Lasteinflüsse halber die für den 30 t-Wagen geltenden Umhüllenden voll ausgezogen, die für die Dampfwalze mit Menschengedränge geltenden mit gestrichelten Linien. Die Einflüsse der zweiten Einzellast machen sich deutlich kenntlich durch je einen Knick in den drei Paar Linien.

Die weitere Verwertung der Ergebnisse der Abb. c und d auf Tafel IIb, ihre Zusammenstellung mit den Werten für die ständige Last u. s. f. ist die gleiche, wie im Beispiel 8.

d.) Berechnung der Zusatzmomente infolge starrer Stützenverbindung.

Werden die Stützen mit den Balken starr verbunden, so bleibt bei einer Durchbiegung des belasteten Balkens und einer dabei entstehenden Verdrehung seiner Achse über den Stützen (vergl. Abb. 237) der rechte Winkel bei A erhalten, so daß auch die Stütze oder Säule eine Verdrehung erleidet. Die genaue Bestimmung der dabei im Balken wie in der Säule auftretenden Biegungsmomente, die unter anderem nach dem von Ritter angegebenen Verfahren (Graphische Statik, III. Teil, Der kontinuierliche Balken, S. 125 ff.) erfolgen kann, ist sehr zeitraubend und umständlich. Wir empfehlen daher die Berechnung nach den einfachen Formeln, wie sie A. Ostenfeld in der Zeitschrift Ingeniören, Kopenhagen 1905, Nr. 13, S. 83 u. f. angibt. (Nogle simple Formler for de bojende Momenter der parvirke Sojlerne in Konstruktioner of armeret Beton.)

Die daselbst hergeleiteten Beziehungen gelten für Stützen oder Säulen mit voller Einspannung am Fuße, sowie für die gleichmäßig verteilte Belastung der einzelnen Öffnungen. Von einer Untersuchung mit den Einzellasten der Wagen kann in Anbetracht des Genauigkeitsgrades solcher statisch unbestimmten Rechnungen, zumal

Querkräfte	30 t-Wagen			Dampfwalze mit Menschengedränge					
	η für		$\Sigma P \eta$	η für		φ in Öffnung			$\Sigma P \eta + \Sigma p \varphi$
	$P_1 = 7{,}5$ t	$P_2 = 7{,}5$ t		$P_1 = 5{,}7$ t	$P_2 = 5{,}0$ t	I	II	III	
Q_0	1,00	0,34	10,04	1,00	0,59	0,78	—	0,15	9,21
$+Q_1$	0,79	0,19	7,35	0,79	0,40	0,32	—	0,15	6,78
$+Q_2$	0,59	0,06	4,87	0,59	0,23	0,07	—	0,15	4,64
$+Q_3$	0,40	—	3,00	0,40	0,10	0	—	0,15	2,87
$+Q_4$	0.23	—	1,72	0,23	0	—	—	0,15	1,40
$+Q_5$	0,10	—	0,75	0,10	—	—	—	0,15	0,66
$+Q_6$ (links)	0	—	0	0	—	—	—	0,15	0,09
$+Q_6$ (rechts)	1,00	0,43	10,72	1,00	0,69	0,75	1,05	—	10,23
$+Q_7$	0,86	0,25	8,32	0,86	0,50	0,75	0,44	—	8,11
$+Q_8$	0,69	0,09	5,84	0,69	0,31	0,75	0,10	—	5,99
$+Q_9$	0,50	—	3,75	0,50	0,14	0,75	0	—	4,00
$+Q_{10}$	0,31	—	2,32	0,31	0	0,75	—	—	2,22
$+Q_{11}$	0,14	—	1,05	0,14	—	0,75	—	—	1,25
$-Q_{12}$	0	—	0	0	—	0,75	—	—	0,45
$-Q_0$	0	—	0	0	—	—	0,45	—	0,27
$-Q_1$	0,21	—	1,57	0,21	—	—	0,45	—	1,47
$-Q_2$	0,41	—	3,08	0,41	0	—	0,45	—	2,51
$-Q_3$	0,60	—	4,50	0,60	0,21	0	0,45	—	4,74
$-Q_4$	0,77	0,14	6,82	0,77	0,41	0,16	0,45	—	6,78
$-Q_5$	0,90	0,35	9,38	0,90	0,60	0,62	0,45	—	8,77
$-Q_6$	1,00	0,55	11,62	1,00	0,77	1,37	0,45	—	10,67

bei größeren Stützweiten, abgesehen werden. Es sind jeweilig zwei verschiedene Belastungsfälle zu unterscheiden, und zwar der, bei welchem der größte Stützendruck, und der, bei welchem das größte Zusatzmoment entsteht. Der größte Stützendruck ergibt sich bekanntlich bei möglichst starker Belastung der Öffnungen zu beiden Seiten der Säule. Das in diesem Falle entstehende Biegungsmoment am Säulenkopfe stellt jedoch nicht den größten Wert dar, der überhaupt auftreten kann. Diesen erhält man vielmehr dann, wenn nur die eine Öffnung neben der Stütze möglichst stark, die andere Öffnung dagegen möglichst gering belastet wird und von Öffnung zu Öffnung fortschreitend die starke mit der schwachen Belastung abwechselt.

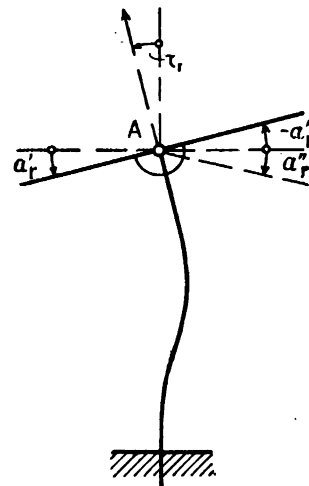


Abb. 237.

In Abb. 238 sind an jeder Verbindungsstelle von Balken und Säule je drei Schnitte gelegt und die Einwirkung der anschließenden Teile durch die Biegungsmomente ΔX_r, X_r' und X_r'' ersetzt, zwischen denen die Gleichung besteht

$$X_r'' - X_r' = \Delta X_r.$$

Um Beziehungen zwischen diesen unbekannten Größen zu erhalten, wird nun die Verdrehung des Balkens am Säulenkopfe ermittelt, und zwar einmal für den einfachen Balken links der Säule und das andere Mal für den Balken rechts der Säule, sowie endlich für die am Fuße eingespannte Säule.

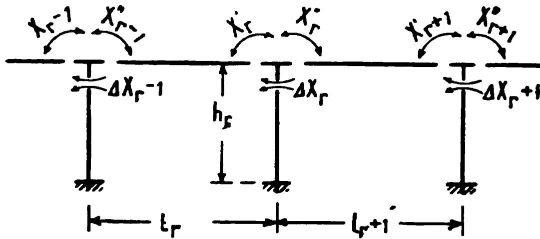


Abb. 238.

Der Drehwinkel der Endtangente an die elastische Linie des einfachen Balkens mit der Stützweite l_r, auf welchen die gleichmäßig verteilte Belastung p_r sowie die beiden Einspannungsmomente X''_{r-1} und X_r' wirken ist links der Stütze

$$\alpha' = \frac{p_r \cdot l_r^3}{24\,EJ} + \frac{l_r}{6\,EJ} \cdot (X''_{r-1} + 2\,X_r'),$$

wobei E das Elastizitätsmaß und J das konstant angenommene Trägheitsmoment des Balkens bezeichnet.

In gleicher Weise ergibt sich für den Drehwinkel über der Stütze r des rechts von r liegenden Balkens mit der Stützweite l_{r+1} infolge der Belastung p_{r+1}

$$\alpha'' = \frac{p_{r+1}\,l^3_{r+1}}{24\,EJ} + \frac{l_{r+1}}{6\,EJ} \cdot (2\,X_r'' + X'_{r+1}).$$

Der Verdrehungswinkel der am Fuße eingespannten Säule wird infolge des am Kopfe angreifenden Momentes $\varDelta X_r$ unter der Annahme, daß am Säulenkopfe eine einfache Stützung stattfindet,

$$\tau_r = \frac{h_r}{4\,EJ_s} \cdot \varDelta X_r,$$

wobei h_r die Höhe und J_s das Trägheitsmoment der Säule bezeichnet.

Aus Abb. 237 erkennt man, daß $\tau_r = \alpha_r'' = -\alpha_r'$ sein muß. Bezeichnet man die Biegungsmomente der einfachen Balken in der Trägermitte mit

$$\mathfrak{M}_r = \frac{1}{8}\,p_r\,l_r^2, \qquad \mathfrak{M}_{r+1} = \frac{1}{8}\,p_{r+1} \cdot l^2_{r+1}$$

und führt ferner zur Abkürzung die Bezeichnungen

$$\pi_r' = \frac{3}{4}\frac{h_r}{l_r} \cdot \frac{J}{J_s}, \qquad \pi_r'' = \frac{3\,h_r}{4\,l_{r+1}} \cdot \frac{J}{J_s}$$

ein, so gehen die beiden Gleichungen $\tau_r = \alpha_r'$ und $\tau_r = -\alpha_r''$ über in

$$\pi_r' \cdot \varDelta X_r - \frac{1}{2}\,X''_{r-1} - X_r' = \mathfrak{M}_r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

und

$$\pi_r'' \cdot \varDelta X_r + X_r'' + \frac{1}{2}\,X'_{r+1} = -\,\mathfrak{M}_{r+1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Hierzu kommt noch die oben gefundene Beziehung

$$X_r'' - X_r' = \varDelta X_r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

so daß man zur Bestimmung der drei Unbekannten jeweilig drei Gleichungen zur Verfügung hat.

Stellt man diese Gruppe von drei Gleichungen für eine Stütze nach der anderen auf, und zwar mit den Zeigern r, $r-1$, $r-2$, $r-3\ldots$, sowie $r+1$, $r+2$, $r+3\ldots$, so erhält man für m Stützen $3\,m$ Gleichungen mit $3\,m$ Unbekannten $\varDelta X$, X' und X''.

Aus diesen Gleichungen kann man die Größen X' und X'' eliminieren, so daß m Gleichungen mit m Unbekannten $\varDelta X$ übrig bleiben. Diese nehmen für jede der m Stützen die Form an

$$\left.\begin{aligned}&\ldots-\frac{1}{8}(1+\pi'_{r-3})\cdot\varDelta X_{r-3}+\frac{1}{4}(1+\pi'_{r-2})\cdot\varDelta X_{r-2}-\frac{1}{2}(1+\pi'_{r-1})\cdot\varDelta X_{r-1}\\&+(1+\pi_r'+\pi_r'')\cdot\varDelta X_r-\frac{1}{2}(1+\pi''_{r+1})\cdot\varDelta X_{r+1}+\frac{1}{4}(1+\pi''_{r+2})\cdot\varDelta X_{r+2}\\&-\frac{1}{8}(1+\pi''_{r+3})\cdot\varDelta X_{r+3}\ldots\ldots=\ldots\ldots-\frac{1}{8}\mathfrak{M}_{r-3}+\frac{1}{4}\mathfrak{M}_{r-2}\\&-\frac{1}{2}\mathfrak{M}_{r-1}+\mathfrak{M}_r-\mathfrak{M}_{r+1}+\frac{1}{2}\mathfrak{M}_{r+2}-\frac{1}{4}\mathfrak{M}_{r+3}+\frac{1}{8}\mathfrak{M}_{r-4}\ldots\ldots\end{aligned}\right\}\quad(4)$$

Aus dieser allgemeinen Form erhält man durch Einsetzen der einzelnen Werte $r=1, 2, 3 \ldots n$ für den Fall von n Zwischenstützen ein System von n Gleichungen mit n unbekannten Größen $\varDelta X$. Die Enden des durchlaufenden Trägers über den Widerlagern, also über der 0 und $(n+1)$ Stütze, sind dabei der Einfachheit halber als freigelagert angenommen worden, so daß $\varDelta X_0=0$ und $\varDelta X_{n+1}=0$ sind. Betreffs des Einflusses von rahmenartig eingespannten Enden vergleiche unten die Berechnung der Rahmenbrücken.

1. Fall. Durchlaufender Träger über zwei Öffnungen mit einer fest eingespannten Mittelstütze.

Das Biegungsmoment eines freigestützten Balkens von der Stützweite l_r sei infolge

des Eigengewichts g kg/m² $\quad \mathfrak{M}_r^g=\frac{1}{8}g\,l_r^2$,

der Verkehrslast p kg/m² $\quad \mathfrak{M}_r^p=\frac{1}{8}p\,l_r^2$,

der gesamten Last $q=(g+p)$ kg/m² $\quad \mathfrak{M}_r^q=\frac{1}{8}q\,l_r^2$.

Setzt man für den durchlaufenden Träger der Abb. 239 in Gleichung (4) $r=1$ und $r+1=2$ ein und beachtet, daß alle Ausdrücke mit anderen Zeigern als diese wegfallen und daß $X_{r+1}=0$ ist, so ergibt sich

$$(1+\pi_1'+\pi_1'')\cdot\varDelta X_1=\mathfrak{M}_1-\mathfrak{M}_2$$

und $$\varDelta X_1=\frac{\mathfrak{M}_1-\mathfrak{M}_2}{1+\pi_1'+\pi_1''}.$$

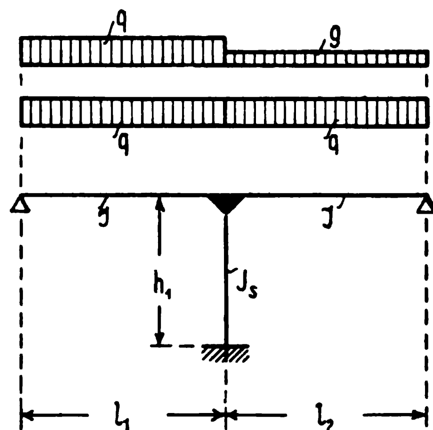


Abb. 239.

Den größten Stützendruck erhält man bei Belastung beider Öffnungen mit der gleichmäßig verteilten Last q nach den bei der Berechnung des durchlaufenden Balkens auf frei drehbaren Stützen gegebenen Anleitungen zu

$$S=q\cdot\left(\frac{l_1+l_2}{2}+\frac{l_1^3+l_2^3}{8\,l_1\,l_2}\right)$$

Das diesen Stützendruck entsprechende Zusatzmoment wird dann

$$\varDelta X_1=\frac{\mathfrak{M}_1^q-\mathfrak{M}_2^q}{1+\pi_1'+\pi_1''}\quad\ldots\ldots\ldots\quad(5)$$

Das größte Zusatzmoment ${}_{\max}\Delta X_1$ ergibt sich bei Belastung nur einer Öffnung mit $q = g + p$ und der anderen Öffnung mit g zu

$$ {}_{\max}\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1{}^q - \mathfrak{M}_2{}^g}{1 + \pi_1' + \pi_1''} \quad \ldots \ldots \ldots (6)$$

oder möglicherweise auch unter Vertauschung der Last zu

$$ {}_{\max}\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1{}^g - \mathfrak{M}_2{}^q}{1 + \pi_1' + \pi_1''}.$$

Dabei ist

$$\pi_1' = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_1}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s}, \qquad \pi_1'' = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_1}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s},$$

$$M_1{}^g = \frac{g l_1^2}{8}, \qquad M_1{}^q = \frac{q l_1^2}{8} \quad \text{und} \quad M_2{}^q = \frac{q l_2^2}{8}.$$

Der zugehörige Stützendruck berechnet sich wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger und zwar zu

$$S = \frac{q l_1 + g l_2}{2} + \frac{q l_1^3 + g l_2^3}{8 l_1 l_2}.$$

2. Fall.

Durchlaufender Träger über drei Öffnungen mit zwei fest verbundenen Mittelstützen (Abb. 240).

Aus Gleichung (4) erhält man für $r = 1$, $r + 1 = 2$ und $r + 2 = 3$, sowie $\Delta X_{r+2} = 0$ unter Weglassung aller Glieder mit anderen Zeigern

$$\Delta X_1 = \frac{\left[\frac{3}{4}(1 + \pi_2'') + \pi_2'\right]\mathfrak{M}_1 - \left[\frac{1}{2}(1 + \pi_2'') + \pi_2'\right]\mathfrak{M}_2 + \frac{1}{2}\pi_2'\mathfrak{M}_3}{(1 + \pi_1' + \pi_1'')\cdot(1 + \pi_2' + \pi_2'') - \frac{1}{4}(1 + \pi_1')\cdot(1 + \pi_2'')}$$

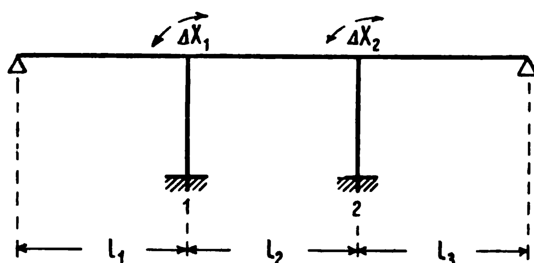


Abb. 240.

und für ΔX_2 den entsprechenden Ausdruck, wobei nur die Zeiger 1 und 2 sowie die Größen π' und π'' zu vertauschen sind.

Der größte Säulendruck berechnet sich wie sonst beim gewöhnlichen durchlaufenden Balken. Um das zugehörige Zusatzmoment zu erhalten, ist in (7) $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1{}^q$, $\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_2{}^q$ und $\mathfrak{M}_3 = \mathfrak{M}_3{}^g$ einzusetzen.

Sind im besonderen Falle die beiden äußeren Öffnungen gleich groß, also $l_1 = l_3$ und ebenso die Säulen gleich hoch und stark, so wird

$$\pi_1' = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_1}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_2}{l_3} \cdot \frac{J}{J_s} = \pi_2'' = \pi'$$

$$\text{und} \qquad \pi_1'' = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_1}{l_2} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{3}{4} \cdot \frac{h_2}{l_2} \cdot \frac{J}{J_s} = \pi_2' = \pi''$$

und wie oben $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1{}^q$ und $\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_2{}^q$, ferner aber noch $\mathfrak{M}_3{}^g = \mathfrak{M}_3{}^q - \mathfrak{M}_3{}^p = \mathfrak{M}_1{}^q - \mathfrak{M}_1{}^p$. Dann ergibt sich

$$\Delta X_1 = \frac{\left[\frac{1}{2}(1 + \pi') + \pi''\right]\left[\frac{3}{2}\mathfrak{M}_1{}^q - \mathfrak{M}_2{}^q\right] - \frac{1}{2}\pi''\mathfrak{M}_1{}^p}{\left[\frac{3}{2}(1 + \pi') + \pi''\right]\left[\frac{1}{2}(1 + \pi') + \pi''\right]}$$

Da bei den in der Regel vorkommenden Fällen π' und π'' fast immer größer als 1 und ferner hier $\pi'' = \frac{l_1}{l_2} \cdot \pi'$ ist, so wird sich π'' in der Regel innerhalb der Grenzen $\pi'' = \pi'$ und $\pi'' = \frac{2}{3}\pi'$ bewegen. In diesem Falle erhält man mit hinreichender Genauigkeit folgende einfache Ausdrücke, und zwar:

für den **größten Säulendruck** das zugehörige Zusatzmoment

$$\varDelta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1{}^q - \frac{2}{3} \cdot \mathfrak{M}_2{}^q}{1 + \pi' + \frac{2}{3}\pi''} - \frac{\mathfrak{M}_1{}^p}{7{,}5 \cdot (1 + \pi')} \quad \ldots \ldots \quad (7\text{a})$$

für das **größte Zusatzmoment**, welches dann entsteht, wenn die äußeren Öffnungen mit q, die Mittelöffnung mit g belastet werden, unter der obigen Annahme gleicher Säulen, sowie gleichweit gespannter äußerer Öffnungen

$$_{\max}\varDelta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1{}^q - \frac{2}{3} \cdot \mathfrak{M}_2{}^g}{1 + \pi' + \frac{2}{3}\pi''} \text{ oder } \frac{\mathfrak{M}_1{}^g - \frac{2}{3} \cdot \mathfrak{M}_2{}^q}{1 + \pi' + \frac{2}{3}\pi''} \quad \ldots \ldots \quad (7\text{b})$$

8. Fall.

Durchlaufender Träger über vier Öffnungen mit drei fest verbundenen Mittelstützen (Abb. 241).

Zur Vereinfachung der Formeln wird hier sogleich die Symmetrie der Öffnungen und die Gleichheit der Säulen vorausgesetzt, so daß

$l_1 = l_4$ und $l_2 = l_3$,

ferner auch $\pi' = \pi_3'' = \pi'$

und $\pi_1'' = \pi_3' = \pi_2' = \pi_2'' = \pi''$

wird. Aus (4) ergibt sich dann:

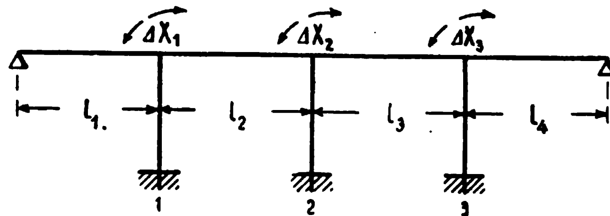


Abb. 241.

$$\left.\begin{aligned}
\varDelta X_1 = & \Big\{\Big[\frac{1}{4}(1 + \pi' + \pi'')(3 + 7\pi'') - \frac{1}{16}(1 + \pi')(3 + 4\pi'')\Big] \cdot \mathfrak{M}_1 \\
& - \Big[\frac{1}{2}(1 + \pi' + \pi'')(1 + 3\pi'') - \frac{1}{8}(1 + \pi')(1 + 2\pi'')\Big] \cdot \mathfrak{M}_2 \\
& + \Big[\frac{1}{4}\pi''(1 + \pi') + \frac{1}{2}\pi''^2\Big] \cdot \mathfrak{M}_3 - \frac{1}{4}\pi''^2 \cdot \mathfrak{M}_4\Big\} \\
& : \Big\{(3 + 3\pi' + 4\pi'') \cdot \Big[\frac{1}{16}(3 + 3\pi' + 4\pi'') + \frac{1}{2}\pi''(1 + \pi' + \pi'')\Big]\Big\} \\
\text{und} & \\
\varDelta X_2 = & \frac{\frac{1}{8}\pi''(-\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_4) + \frac{1}{8}(1 + \pi' + 2\pi'')(\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}_3)}{\frac{1}{16}(3 + 3\pi' + 4\pi'') + \frac{1}{2}\pi''(1 + \pi' + \pi'')}
\end{aligned}\right\} \quad (8)$$

Der größte Stützendruck auf die mittlere Säule 2 entsteht bei Belastung der äußeren Öffnungen mit g und der mittleren Öffnungen mit q. Es wird dann das zugehörige $\varDelta X_2 = 0$, da infolge der Symmetrie $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_4$ und $\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_3$ ist.

Der größte Stützendruck auf die Säule 1 entsteht bei Belastung der ersten, zweiten

und vierten Öffnung mit q und der dritten Öffnung mit g. Es wird dann $\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1^{q}$ $\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_2^q$, $\mathfrak{M}_3 = \mathfrak{M}_3^g = \mathfrak{M}_3^q - \mathfrak{M}_3^p = \mathfrak{M}_2^q - \mathfrak{M}_2^p$ und $\mathfrak{M}_4 = \mathfrak{M}_4^q = \mathfrak{M}_1^q$, so daß der Zähler von ΔX_1 in Gleichung (8) die Form annimmt

$$\left[\frac{3}{4}(1+\pi') + 2\pi''(1+\pi') + \pi'' + 2\pi''^2\right] \cdot \left[\frac{3}{4}\mathfrak{M}_1^q - \frac{1}{2}\mathfrak{M}_2^q\right] - \left[\frac{1}{4}\pi'(1+\pi') + \frac{1}{2}\pi''^2\right] \cdot \mathfrak{M}_2^p.$$

In ähnlicher Weise wie die Formel (7a) erhält man für die dort angegebenen, in der Regel vorliegenden Fälle den einfachen Ausdruck

$$\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1^q - \frac{2}{3}\mathfrak{M}_2^q}{1 + \pi' + \frac{4}{3}\pi''} - \frac{\mathfrak{M}_2^p}{3(4 + 2\pi' + \pi'')} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8a)$$

Das größte Zusatzmoment entsteht jeweilig dann, wenn eine Öffnung um die andere mit q bezw. g belastet wird. Unter denselben vereinfachenden Annahmen wie für ΔX_1 erhält man

$$\left.\begin{aligned} {}_{\max}\Delta X_1 &= \frac{\mathfrak{M}_1^q - 0{,}36 \cdot \left(1 + \frac{\pi''}{\pi'}\right)\mathfrak{M}_2^g}{1 + 1{,}75\,\pi''} \quad \text{oder} \quad \frac{\mathfrak{M}_1^g - 0{,}36 \cdot \left(1 + \frac{\pi''}{\pi'}\right)\mathfrak{M}_2^q}{1 + 1{,}75\,\pi''} \\ {}_{\max}\Delta X_2 &= \frac{\mathfrak{M}_2^q - \mathfrak{M}_3^g}{1{,}5 + \pi' + \pi''} \quad \text{oder} \quad \frac{\mathfrak{M}_2^g + \mathfrak{M}_3^q}{1{,}5 + \pi' + \pi''} \end{aligned}\right\} \quad (8b)$$

4. Fall. Durchlaufender Balken über unendlich vielen fest verbundenen Stützen.

Nimmt man eine gleiche Stützweite für alle Öffnungen und gleiche Säulen an, so ergibt sich bei der Belastung einer Öffnung um die andere mit q bezw. g für eine mittlere Stütze r

$$\Delta X_r = -\Delta X_{r+1} = \Delta X_{r+2}$$

und somit aus Gleichung (4)

$$_{\max}\Delta X_r = \frac{\mathfrak{M}^q - \mathfrak{M}^g}{1{,}5 + 2\pi'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

Stellt man die Gleichung (4) für die Säulen in der Nähe des Trägerendes auf, setzt dabei

$$\Delta X_3 = -\Delta X_4 = \Delta X_5 \; . \; . \; . = {}_{\max}\Delta X_r$$

und eliminiert sodann ΔX_2, so erhält man für ΔX_1 einen Ausdruck, der mit großer Annäherung

$$_{\max}\Delta X_1 = \frac{\mathfrak{M}^q \quad 0{,}7 \cdot \mathfrak{M}^g}{1 + 1{,}75\pi'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

geschrieben werden kann.

Die Gleichungen (9) und (10) stimmen vollständig mit (8) überein, sobald man $\pi' = \pi''$ setzt. Es ergibt sich aus diesem Vergleich, daß man ohne Bedenken die Formeln (8) auch für eine größere Zahl von Öffnungen als vier anwenden kann.

Beispiel 10. Für den in Abb. 242 u. 243 dargestellten Fußgängersteg soll das Zusatzmoment berechnet werden, welches bei einer Belastung von 400 kg/m² dann entsteht, wenn die Säule fest mit dem Träger verbunden ist.

1. **Das größte Zusatzmoment** tritt bei Vollbelastung der größeren Öffnung mit der Verkehrslast p auf. Für die gesamte Brückenbreite von 2,0 m wird $g = 1,15$ t/m (nach Abb. 243), $p = 2 \cdot 0,40 = 0,80$ t/m, somit $q = 1,95$ t/m. Es ergibt sich folglich für die Höhe $h = 5,5$ m[1]) die Stützweiten $l_1 = 6,50$ m und $l_2 = 13,0$ m das Biegungsmoment zu

$$\mathfrak{M}_1^g = \frac{1}{8} g l_1^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,15 \cdot 6,5^2 = 6,07 \text{ tm}$$

und

$$\mathfrak{M}_2^q = \frac{1}{8} q l_2^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,95 \cdot 13,0^2 = 41,2 \text{ tm}.$$

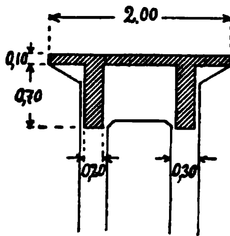


Abb. 242.

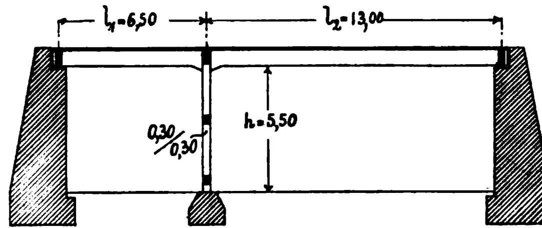


Abb. 243.

Die einzige Arbeit, welche bei der Berechnung etwas Aufenthalt verursacht, besteht in der unumgänglichen Ermittlung der Trägheitsmomente. Nimmt man den Eisenbetonkörper als einen durchaus homogenen Körper an, der nur aus einem einzigen einheitlichen Material besteht,[2]) so wird für den Träger der Abb. 243 der Querschnitt $F = 4800$ cm², der Schwerpunktabstand von der Oberkante $x_0 = 28,4$ cm und das Trägheitsmoment $J = 3\,023\,000$ cm⁴, sowie das Trägheitsmoment für die aus zwei Säulen mit je $30 \cdot 30 = 900$ cm² Querschnitt bestehende Stütze

$$J_s = 2 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 135\,000 \text{ cm}^4.$$

Somit ist

$$\frac{J}{J_s} = \frac{3\,023\,000}{135\,000} = 22,4$$

und

$$\pi_1' = \frac{3}{4} \frac{h_1}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{3}{4} \cdot \frac{5,5}{6,5} \cdot 22,4 = 14,2$$

$$\pi_1'' = \frac{3}{4} \frac{h_1}{l_2} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{3}{4} \cdot \frac{5,5}{13,0} \cdot 22,4 = 7,1.$$

Es ergibt sich nunmehr nach Gleichung (6b)

$$_{\max} \Delta X_1 = \frac{M_1^g - M_2^q}{1 + \pi_1' + \pi_1''} = \frac{6,07 - 41,2}{1 + 14,2 + 7,1} = -1,576 \text{ tm} = -157\,600 \text{ kgcm}.$$

---

1) Wie aus Abb. 243 zu ersehen ist, wurde als Säulenhöhe h das Maß bis zur Trägerunterkante und nicht das größere Maß bis zur Trägerschwerlinie eingesetzt. Dies geschah, um die ungünstige Erhöhung des Trägheitsmomentes infolge des voutenförmigen Anschlusses der Säule zu berücksichtigen und auf der sicheren Seite der Rechnung zu bleiben.

2) Da zur Zeit die Spannungsverteilung im gebogenen Eisenbetonkörper wissenschaftlich noch nicht genügend erforscht ist und man somit auch die Trägheitsmomente des wirksamen Querschnitts bei Biegungsbeanspruchungen schwer feststellen kann, wollen wir bei diesen und sämtlichen folgenden Berechnungen zur Ermittlung der Trägheitsmomente annehmen, daß der Eisenbetonkörper nur aus einem einzigen homogenen Material bestehen möge. Dabei sollen im Querschnitt die Eiseneinlagen des Zuggurtes und des Druckgurtes, sowie sämtliche Bügel vollständig vernachlässigt, dafür aber die Betonzugzone, zu deren Verstärkung und Ersatz bei Rissebildungen die Eiseneinlagen dienen, voll gerechnet werden. Dieses Verfahren scheint in Anbetracht der vielen Ungenauigkeiten und willkürlichen Annahmen bei solchen statisch unbestimmten Grundformen umsomehr empfehlenswert, als in der Regel bei der Dimensionierung die Größe der Eiseneinlagen noch nicht bekannt ist. Auch kommt bei sämtlichen Spannungsberechnungen statisch unbestimmter Grundformen immer nur das Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Teile des Bauwerks in Betracht, so daß der hierbei begangene Fehler sich zum größten Teile wieder ausgleicht.

Das Stützenmoment des durchlaufenden Balkens über zwei Öffnungen, von denen die eine mit dem Eigengewicht g, die andere dagegen mit $q = g + p$ belastet ist, berechnet sich in bekannter Weise nach Gleichung (4β), Seite 372 zu

$$M_I = \frac{g l_1^2}{8} \cdot \frac{l_1}{l_1 + l_2} + \frac{q l_2^2}{8} \cdot \frac{l_2}{l_1 + l_2} = 6{,}07 \cdot \frac{6{,}5}{19{,}5} + 41{,}2 \cdot \frac{13{,}0}{19{,}5} = 29{,}5 \text{ tm}.$$

Trägt man in Abb. 244 diesen Wert als Ordinate über der Mittelstütze auf, womit man den Punkt E erhält, und zeichnet sodann unter den Linien AE bezw. ED die beiden Eigengewichtsparabeln mit dem Pfeil $\frac{g l_1^2}{8}$ bezw. $\frac{g l_2^2}{8}$, so ergibt sich die Momentenlinie des durchlaufenden Trägers auf frei drehbaren Stützen.

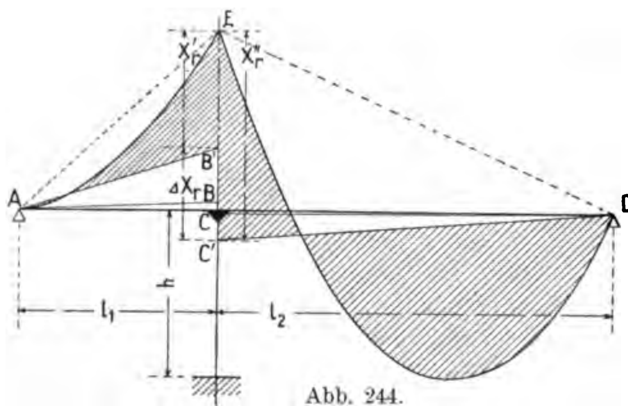


Abb. 244.

Um den Einfluß der starren Verbindung in dieser Darstellung zu berücksichtigen, berechne man zunächst die beiden Biegungsmomente links und rechts der Stütze X_1' und X_1'', als deren Differenz sich ΔX_1 darstellt. Da für $r = 1$ hier $X_{r-1}'' = X_0'' = 0$ und $X_{r+1}' = X_2' = 0$ ist, erhält man nach Gleichung (1)

$$X_1' = \pi_1' \cdot \Delta X_1 - \mathfrak{M}_1 = -14{,}2 \cdot 1{,}57 - 6{,}07 = -28{,}4 \text{ tm}$$

und nach Gleichung (2)

$$X_1'' = -\pi_1'' \cdot \Delta X_1 - \mathfrak{M}_2 = +7{,}1 \cdot 1{,}57 - 41{,}2 = -30{,}0 \text{ tm},$$

wobei sich nach (3) zur Probe wiederum

$$\Delta X_1 = X_1'' - X_1' = -30{,}0 + 28{,}4 = -1{,}6 \text{ tm}$$

ergeben muß. Trägt man die so erhaltenen Werte auf der Stützenordinate von E aus als $EB = X_1'$ und als $EC = X_1''$ auf, wobei $BC = \Delta X_1$ ist, so erhält man den Linienzug $ABCD$. Diese gebrochene Linie begrenzt somit die Momentenfläche an Stelle der Geraden AD, wenn man die starre Verbindung der Stütze berücksichtigt. Das Einspannungsmoment ΔX_1 vermindert naturgemäß die positiven Biegungsmomente der stärker belasteten zweiten Öffnung und erhöht das negative Moment rechts der Stütze in diesem Falle allerdings nur um rd. 2 vH., vermindert dagegen das negative Moment unmittelbar links der Stütze um rd. 4 vH.

Anders gestaltet sich dagegen dieser Einfluß, wenn man die beiden quadratischen Säulen der Stütze, z. B. von 30 cm auf 60 cm Kantenlänge verstärkt. Es wird dann

$$J_s = 2 \cdot \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 2\,160\,000 \text{ cm}^4$$

und

$$\frac{J}{J_s} = \frac{3\,023\,000}{2\,160\,000} = 1{,}4.$$

Ferner erhält man

$$\pi_1' = \frac{3}{4} \cdot \frac{5{,}5}{6{,}5} \cdot 1{,}4 = 0{,}89$$

$$\pi_1'' = \frac{3}{4} \cdot \frac{5{,}5}{13{,}0} \cdot 1{,}4 = 0{,}45,$$

sowie endlich

$$_{\max}\Delta X_1 = \frac{6{,}07 - 41{,}2}{1 + 0{,}89 + 0{,}45} = -15{,}0 \text{ tm} = -1\,500\,000 \text{ kgcm}.$$

Berechnet man für diesen Fall in genau derselben Weise wie vorher die Werte

$$X_1' = \pi_1' \cdot \varDelta X_1 - \mathfrak{M}_1 = -0{,}89 \cdot 15{,}0 - 6{,}07 = -19{,}4 \text{ tm}$$

und

$$X_1'' = -\pi_1'' \cdot \varDelta X_1 - \mathfrak{M}_2 = 0{,}45 \cdot 15{,}0 - 41{,}2 = -34{,}4 \text{ tm},$$

wobei wiederum zur Probe

$$\varDelta X_1 = -34{,}4 + 19{,}4 = -15{,}0 \text{ tm}$$

ist, und trägt diese Werte genau wie vorher in Abb. 244 ein, so erhält man die gebrochene Linie AB′C′D als Begrenzung der Momentenfläche.[1]) Die Abweichung von der Geraden AD ist hier erheblich größer wie vorher. Die Erhöhung des negativen Biegungsmomentes unmittelbar rechts der Stütze beträgt rd. 17 HT. und die Verminderung links derselben rd. 34 HT.

Die starre Stützenverbindung brächte in diesem Falle zwar den Vorteil, daß die negativen Momente der kleineren Öffnung wesentlich vermindert würden und in geringerem Maße auch die positiven Momente der größeren Öffnung. Dagegen würde von der Säule dadurch, daß man die Abmessungen verdoppelt hat, der rund zehnfache Wert des Biegungsmomentes $\varDelta X$ aufzunehmen sein. Es wäre somit eine wesentliche Verstärkung der Säule durch Eiseneinlagen und eine äußerst sorgfältige Ausbildung der Einspannungsstelle am Säulenfuße erforderlich.

2. **Der größte Stützendruck** ergibt sich bei Vollbelastung der beiden Öffnungen mit q in bekannter Weise zu

$$S = 1{,}95 \left(\frac{6{,}5 + 13{,}0}{2} + \frac{6{,}5^3 + 13{,}0^3}{8 \cdot 6{,}5 \cdot 13{,}0} \right) = 26{,}1 \text{ t}$$

und das zugehörige Zusatzmoment nach Gleichung (6a) zu

$$\varDelta X_1 = \frac{\mathfrak{M}_1{}^q - \mathfrak{M}_2{}^q}{1 + \pi_1' + \pi_1''} = \frac{10{,}3 - 41{,}2}{1 + 14{,}2 + 7{,}1} = -1{,}39 \text{ tm} = -139\,000 \text{ kgcm}.$$

Anhangsweise soll hier noch erörtert werden, von welchen Größen der Grad der Einspannung der durchlaufenden Balken über einer mit ihm fest verbundenen Stütze abhängt.

Der Einfachheit halber seien zwei gleichweite Öffnungen von der Stützweite l vorausgesetzt. Das größte Zusatzmoment $\varDelta X$ entsteht dann, wenn eine der beiden Öffnungen allein mit der gleichmäßig verteilten Verkehrslast p besetzt wird (Abb. 245). Unter dem Einspannungsgrade $\varDelta \mu$ soll hier das Verhältnis von $\varDelta X$ zum Biegungsmoment des einfachen Balkens $\mathfrak{M}_2{}^p = \frac{p l^2}{8}$ verstanden werden.

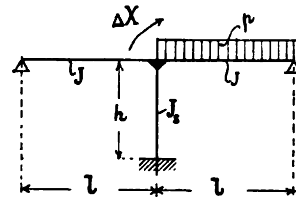


Abb. 245.

Das größte Zusatzmoment nach Gleichung (6b) ergibt sich, da für diesen besonderen Fall $l_1 = l_2 = l$, folglich

$$\mathfrak{M}_1{}^q - \mathfrak{M}_2{}^p = \mathfrak{M}_1{}^q - (\mathfrak{M}_1{}^q + \mathfrak{M}_1{}^p) = -\mathfrak{M}_1{}^p = -\frac{p l^2}{8}$$

und

$$\pi_1' = \frac{3}{4} \frac{h_1}{l_1} \cdot \frac{J}{J_s} = \frac{3}{4} \frac{h_1}{l_2} \cdot \frac{J}{J_s} = \pi_1''$$

ist, zu

$${}_{\max}\varDelta X = \frac{\mathfrak{M}_1{}^p}{1 + 2\pi_1'} = \frac{p l^2}{8} : \left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_s}\right)$$

---

[1]) Bezeichnet man den Teil von $\varDelta X_1$, welcher über bezw. unter der Linie AD als Ordinate aufzutragen ist, mit $\varDelta X_1'$ bezw. $\varDelta X_1''$, so ergibt sich nach der Lehre von der Formänderungsarbeit $\varDelta X_1' : \varDelta X_1'' = l_2 : l_1$. Man kann somit bei einem Träger über 2 Öffnungen, ohne erst X_1' und X_1'' berechnen zu müssen, die Punkte B' und C' in einfacher Weise dadurch finden, daß man die Ordinate $\varDelta X_1$ im Verhältnis $l_2 : l_1$, also hier im Verhältnis 2:1 teilt und die Teilstrecken von der Grundlinie AD aus nach oben bezw. nach unten hin als Ordinaten aufträgt.

Folglich erhält man für

$$\Delta\mu = \frac{\max \Delta X}{\mathfrak{M}_1^p} = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J}{J_s}}.$$

Aus dieser Beziehung erkennt man, daß der Einspannungsgrad $\Delta\mu$ zunächst von dem Verhältnis der Stützenhöhe h zur Stützweite l der Öffnungen abhängt, ferner aber, wie schon oben an dem Beispiel erörtert wurde, von dem Verhältnis der sogenannten Steifigkeitsziffern $(EJ):(EJ_s) = J:J_s$. Zur Veranschaulichung dieser Abhängigkeit wurden für eine Reihe von Werten für $J:J_s$ und $h:l$ die Größen $\Delta\mu$ berechnet und in das Koordinatensystem der Abb. 246 eingetragen. Bei einem Verhältnis $h:l$, das in jedem einzelnen Fall durch die Grundbedingungen der Aufgabe fest bestimmt ist, kann auf der zugehörigen Linie für ein jeweilig vorliegendes Steifigkeitsverhältnis $J:J_s$ als Abszisse, der Einspannungsgrad als Ordinate entnommen werden.

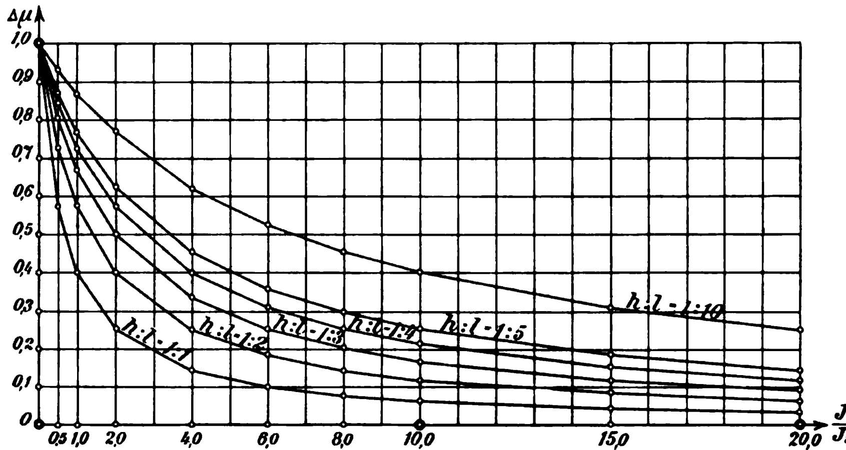


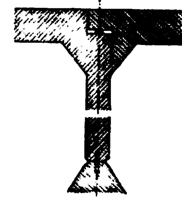
Abb. 246.

Diese Linienschar zeigt vor allem den Einfluß des Verhältnisses $h:l$. Sind die Säulen im Verhältnis der Stützweite niedrig, z. B. bei $h:l = 1:5$, so ist der Einspannungsgrad auffallend groß, umgekehrt dagegen sehr klein bei hohen Säulen, z. B. mit dem Verhältnis $h:l = 1$. Außerdem bestätigt sich in dieser Übersicht die oben erörterte Bedeutung der Säulensteifigkeit. Je steifer die Säule, je größer also J_s ist, um so größer ist auch der Einspannungsgrad $\Delta\mu$.

Schon aus diesem einfachen Beispiele und den anschließenden Betrachtungen erkennt man die Vorteile und Nachteile der hier überhaupt in Betracht kommenden drei Ausführungsmöglichkeiten. Verbindet man, um jegliche Fugen und jegliche Beweglichkeit innerhalb der Eisenbetonkörper zu vermeiden, den Balken fest mit den Säulen, so empfiehlt es sich, dieselben so biegsam, als es der Stützendruck gestattet, auszubilden, so daß ihr Trägheitsmoment J_s möglichst klein wird. Der Einfluß der Einspannung auf die Balkenmomente ist sodann verschwindend klein. Die Säulen selbst bedürfen keines großen Eisenaufwandes, und die kleinen Einspannungsmomente an den Säulenfüßen sind ohne Schwierigkeiten aufzunehmen. Eine Verstärkung der Säulen bringt in der Regel größere Konstruktionsschwierigkeiten und erhöht die Kosten.

Bildet man die Stützen als Pendelsäulen oder Pendelwände mit je einem Kopf- und Fußgelenk aus, so vermeidet man die Zusatzmomente und die Biegungsbeanspruchungen der Stützen und erreicht eine zentrische Belastung der Gründungskörper. Diese Grundform empfiehlt sich dann, wenn die Stützen infolge starker Belastung mit Rücksicht auf den Stützendruck verhältnismäßig stark werden sollten.

Lagert man endlich nach Abb. 247 den Balken jeweilig einer der beiden Öffnungen zentrisch über der Stütze, verbindet diese fest mit der anderen Öffnung und bildet den Säulenfuß als Gelenklager aus, so erhält man eine statisch bestimmt gelagerte Grundform und wird dadurch unabhängig von allen Einflüssen der Wärmewirkung und auch hauptsächlich von den Gefährdungen infolge etwaiger Stützensenkungen. Dadurch, daß man vermittels der Einlegung von solchen geeigneten Trennungsfugen die Grundform in eine äußerlich statisch bestimmte umwandelt, läßt sich erfahrungsgemäß selbst dann noch die Ausführung in Eisenbeton ermöglichen, wenn sich erst bei den Gründungsarbeiten herausstellt, daß ein starkes Setzen des Bodens zu erwarten ist.

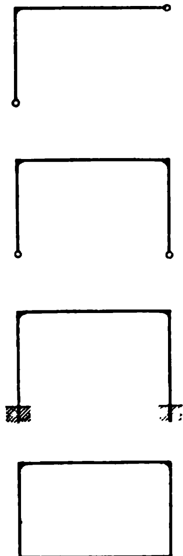

Abb. 247.

V. Berechnung der Rahmenträger.

Außer dem sehr selten vorkommenden zweiseitigen Rahmen (Abb. 248) sind hier hauptsächlich die dreiseitigen (Abb. 249 u. 250) und die vierseitigen Rahmen (Abb. 251), sowie die Endrahmen der durchlaufenden Träger zu betrachten (Abb. 252). In ähnlicher Weise, wie bei den durchlaufenden Trägern eine unveränderliche Höhenlage der Stützen vorausgesetzt werden mußte, um eine einfache Lösung zu ermöglichen, ist es vor allem für Rahmenträger notwendig, daß gewisse Auflagerbedingungen erfüllt sind, um die Rechnung nach irgend einem Verfahren durchführen zu können.

Dies gilt besonders für die dreiseitigen Rahmenträger. Außer der unveränderlichen Höhenlage der Stützen kommt hier hauptsächlich die Frage der Einspannung der Pfosten in Betracht. Die beiden möglichen Grenzfälle der Lagerung mittels frei drehbarer Gelenke und der vollkommen festen Einspannung sind in Abb. 249 u. 250 angedeutet. Genau so wie bei dem Zweigelenkbogen und dem festen Bogen ergibt sich für den dreiseitigen Rahmen mit bezw. ohne Gelenke eine einfach bezw. dreifach statisch unbestimmte Grundform.

Die Schwierigkeit für die Berechnung liegt nun darin, daß bei der Ausführung solcher Brücken in der Wirklichkeit weder der eine noch der andere dieser beiden Grenzfälle ausgesprochen vorliegt, sondern in der Regel irgend ein zwischen beiden liegender Fall. Man muß sich daher bei allen diesen Rechnungen wohl bewußt sein, daß, falls nicht durch besondere konstruktive Maßnahmen einer der beiden Grenzfälle sicher gewährleistet wird, die Abweichung der Berechnung von der Wirklichkeit aus diesem Grunde oft viel größer ist als irgend eine vereinfachende Vernachlässigung innerhalb der Rechnung. Es empfiehlt sich daher wegen dieser Unsicherheiten der Voraussetzungen für die Rechnung im allgemeinen, dem Bauwerke eine größere Sicherheit, z. B. durch eine reichliche Bemessung der Eiseneinlagen, zu geben.[1])


Abb. 248 bis 251.

Bei dem vierseitigen Rahmen nach Abb. 251 kann der wagerechte Abschluß am Boden entweder als einzelner Stab ausgebildet werden, der hauptsächlich eine wagerechte Verschiebung der Pfostenfüße verhindern soll, oder aber als vollständige

[1]) Ähnliche Erwägungen wie diese haben schon manchen erfahrenen Konstrukteur von Eisenbauten zu der zunächst seltsam erscheinenden Frage geführt: Sind statisch unbestimmte Systeme überhaupt als wirtschaftlich zu bezeichnen im Vergleich zu statisch bestimmten Systemen, wenn der auf gewisse ideale Annahmen sich gründende Vorteil durch reichlichere Bemessung wieder aufgehoben wird? Im Eisenbetonbau kann die statische Unbestimmtheit leider nicht vermieden werden. Den Schlußfolgerungen, zu welchen die Erfahrungen im Eisenbau geführt haben, darf man sich dabei aber nicht verschließen und nach Möglichkeit statische Bestimmtheit anstreben.

Eisenbetonplatte. In diesem Falle entsteht ein geschlossenes Rohr aus Eisenbeton, welches in ähnlicher Weise den Vorteil einer möglichst gleichmäßigen Verteilung des Druckes auf den Boden gewährt wie die bekannten Gründungen auf einer Eisenbetonplatte im Hochbau. Bildet man ferner die vier Seiten und besonders die untere Seite des Rahmens, sowie die Rahmenecken hinreichend steif aus, so wirkt eine solche Rahmenbrücke selbst bei den ungünstigsten Bodenverhältnissen wie ein biegungsfester, allseitig geschlossener schwimmender Kasten, welcher bei größeren Belastungen ohne Schaden in den Boden eintaucht.

Die rahmenartige Ausbildung der Endpfosten eines durchlaufenden Trägers (Abb. 241) wird des öfteren angewendet, um durch die Einspannung der Trägerenden die positiven Biegungsmomente in den Endfeldern zu verringern.

Die Berechnung dieser Grundformen erfolgt am besten auf analytischem Wege nach der Lehre von der Formänderungsarbeit, wie sie Mohr für die statisch unbestimmten Systeme aufgestellt hat. Um sich auf diesem Gebiete einzuarbeiten, ist unter anderem das von Rappaport angegebene, teilweise zeichnerische Verfahren zu empfehlen (siehe Schweizerische Bauzeitung 1902). Die Berücksichtigung der Verschiedenheit der Trägheitsmomente nach diesem Verfahren ist im Gegensatz zu Eisenbauten für die Eisenbetonkonstruktionen jedoch so lange noch ohne praktische Bedeutung, als man über die Trägheitsmomente der wirksamen Querschnitte nicht genauere Kenntnis besitzt (vergl. Fußnote zum Beispiel S. 395). Es empfiehlt sich daher, bei der Berechnung ein mittleres Trägheitsmoment für die einzelnen Stäbe einzuführen und das Verfahren zu wählen, wie es von Müller-Breslau in sehr übersichtlicher und klarer Weise in „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“ (Leipzig 1904), S. 113 bis 131 für den dreiseitigen Rahmen und S. 131 bis 140 für den vierseitigen Rahmen dargelegt worden ist.

Betreffs der in Abb. 252, dargestellten Grundform eines über mehrere Öffnungen durchlaufenden Balkens mit fest eingespannten Zwischen- und Endstützen ist zunächst auf die ausführliche Erörterung des durchlaufenden Trägers (siehe S. 367 ff.) und die Berechnung der Zusatzmomente nach Ostenfeld (siehe S. 389 ff.) hinzuweisen. Der Einfluß der Endeinspannung könnte ebenfalls genau nach der Lehre von der Formenänderungsarbeit ermittelt werden. In der Regel begnügt man sich jedoch in der Praxis angesichts der erörterten Unsicherheiten infolge der willkürlichen Annahmen der Stützung mit folgendem einfachen Rechnungsverfahren.

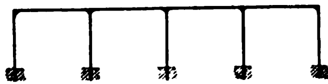


Abb. 252.

Man denke sich die beiden Endpfosten der Abb. 252 um die Rahmenecken in die wagerechte Lage gedreht und betrachte den Träger auf n Säulen als einen auf $(n+2)$ Stützen ruhenden durchlaufenden Balken. Je nach den vorliegenden Verhältnissen nehme man denselben, ebenso wie es bei der Rahmenberechnung geschieht, an den Enden als frei drehbar aufliegend oder als fest eingespannt an. Ferner berücksichtige man die Verschiedenheit der Trägheitsmomente J' und J in einfachster Weise durch die Verschiebung der sogenannten verschränkten Drittellote (vergl. Fußnote S. 369).[1])

Bei einer größeren Zahl von Öffnungen dürfte dieses Annäherungsverfahren sicherlich der äußerst umständlichen und zeitraubenden genauen Berechnungsweise vorzuziehen sein.

Im folgenden soll nur an einem Beispiel und zwar an einer dreiseitigen Rahmen-

[1]) Die Vernachlässigung des Einflusses der Längskräfte, welche sich z. B. beim dreiseitigen Rahmen (vergl. Gleichung II) des folgenden Beispiels Nr. 9 in der Weglassung des Gliedes $\frac{J}{Fh^2} = \frac{i^2}{h^2}$ im Nenner äußert, wird umso weniger von Einfluß sein, je kleiner der Trägheitshalbmesser i des Balkens im Verhältnis zur Pfostenhöhe h ist.

brücke, für welche gelenkige Lagerung angenommen wird, die Berechnung der größten Biegungsmomente durchgeführt werden. Die von Müller-Breslau abgeleiteten Gleichungen sind noch durch die Herleitung des Ausdrucks für X bei der Belastung der Pfosten durch den Erddruck ergänzt worden, wodurch sich zugleich Gelegenheit bot, das Verfahren der Ermittlung der statisch unbestimmbaren Größen nach den Regeln der Formänderungslehre zu erläutern. Betreffs der Bestimmung der Querkräfte wird auf die ausführlichen Darlegungen bei der Betrachtung des einfachen uud durchlaufenden Trägers verwiesen (vergl. S. 356 u. 374).

Beispiel 11. Berechnung der Biegungsmomente für eine dreiseitige Rahmenbrücke bei gelenkiger Lagerung.

Für den in Abb. 253 dargestellten Rahmen $ABCD$ erhält man das Biegungsmoment in irgend einem Querschnitt des Stabes AB nach Müller-Breslau a. a. O., S. 113 zu:

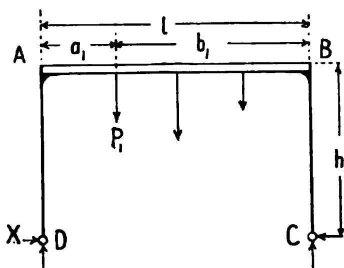


Abb. 253.

$$M = \mathfrak{M} - X \cdot h \quad \ldots \ldots \quad (I)$$

wobei unter $\mathfrak{M}$ das Biegungsmoment eines bei A und B frei aufliegenden Balkens verstanden wird. Der wagerechte Schub X, den wir als die einzige statisch unbestimmbare Größe der Aufgabe ansehen wollen, ergibt sich dann zu:

$$X = \frac{g l^3 + 6 \Sigma P a b}{12 h l \left(1 + \frac{2}{3} \frac{J}{J'} \frac{h}{l} + \frac{J}{F} \cdot \frac{1}{h^2}\right)} \quad . \quad (II)$$

wenn l die Stützweite des Trägers AB, h die Höhe der Pfosten, J bezw. J' das Trägheitsmoment des Balkens AB bezw. das der beiden Pfosten, F den Querschnitt des Balkens AB, g die gleichmäßig verteilte Belastung desselben und P_1, P_2, $P_3 \ldots$ Einzellasten mit den Abständen a_1, a_2, $a_3 \ldots$ von A bezw. b_1, b_2, $b_3 \ldots$ von B bezeichnen. Die Elastizitätszahlen des Balkens und des Pfostens sind hierbei als gleich groß angenommen worden, so daß sie aus der Rechnung gänzlich ausscheiden.

Diese von Müller-Breslau a. a. O. hergeleitete Gleichung gilt für den Fall, daß nur der Balken AB belastet wird. Da aber im vorliegenden Falle infolge des Erddrucks der Hinterfüllungsmassen äußere Kräfte auch auf die Pfosten wirken, bedarf es hier zunächst noch der Ableitung der entsprechenden Ausdrücke von M und X für diesen Belastungsfall, was in ganz ähnlicher Weise wie für die oben angegebenen Gleichungen erfolgt.

Um den statisch unbestimmbaren wagerechten Schub X zu ermitteln, ist für den Stabzug $ABCD$ die Arbeitsgleichung

$$\int \frac{M}{J} \cdot \frac{dM}{dX} \cdot dx = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

aufzustellen, wenn die Auflagerpunkte als unwandelbar vorausgesetzt werden und die Wirkung von Längskräften der Stäbe, sowie Wärmeänderungen unberücksichtigt bleiben. Da sich die Summierung über den ganzen Stabzug zu erstrecken hat, so muß das Biegungsmoment M zuerst für die beiden Pfosten, sodann für die Balken AB aufgestellt werden.

1) Das Biegungsmoment M in den Pfosten. Es wirke auf jeden der beiden Pfosten (Abb. 254) ein aktiver Erddruck E_1, der durch ein Dreieck von der Höhe h mit der Grundlinie e_1 dargestellt werde. Hierzu möge noch infolge einer Auflast, die sich außerhalb der Brückenlänge an A und B anschließt, ein aktiver Erddruck E_2 kommen, dem

ein Rechteck von der Höhe h mit der Grundlinie e_2 als Belastungsfläche entspricht. Verwandelt man zunächst den einfach statisch unbestimmten Stabzug durch Einführung eines Rollenlagers bei D in einen statisch bestimmten Stabzug, so ruft die Belastung der beiden Pfosten mit E_1 und E_2 eine Verschiebung des Lagers D hervor, wobei der Rahmen $ABCD$ die in Abb. 255 angedeutete Form $A'B'C'D'$ annimmt.

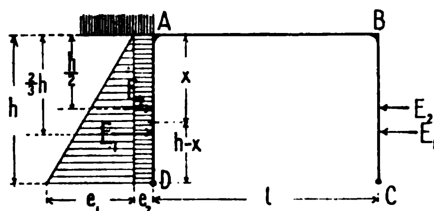


Abb. 254.

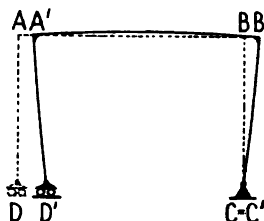


Abb. 255.

Jeder der beiden Pfosten wirkt dann wie ein Kragträger, der bei A bezw. B eingespannt ist. Infolge der Belastung E_1 wird somit nach Abb. 256 der Auflagerdruck

$$A = \frac{e_1 \cdot h}{2}$$

und das Einspannungsmoment

$$\mathfrak{M}_a = \frac{e_1 \cdot h}{2} \cdot \frac{2}{3} h = \frac{e_1 h^2}{3}.$$

Folglich ist das Biegungsmoment in einem beliebigen Querschnitt x

$$\mathfrak{M}' = + \mathfrak{M}_a - A \cdot x + \frac{yx}{2} \cdot \frac{x}{3}$$

$$= \frac{e_1 h^2}{3} - \frac{e_1 h}{2} \cdot x + \frac{yx^2}{6}.$$

Für $y = e_1 \cdot \frac{x}{h}$ wird

$$\mathfrak{M}' = \frac{e_1}{6} \left(2 h^2 - 3 hx + \frac{x^3}{h}\right).$$

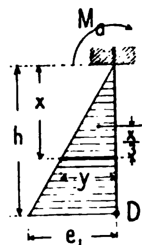


Abb. 256.

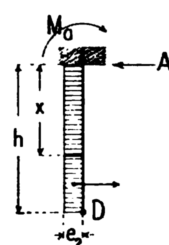


Abb. 257.

Hierzu kommt noch das Biegungsmoment infolge der Belastung E_2, welche über den Kragträger gleichmäßig verteilt anzunehmen ist. Nach Abb. 257 wird

$$\mathfrak{M}'' = e_2 (h - x) \cdot \left(\frac{h - x}{2}\right) = \frac{e_2 (h - x)^2}{2}.$$

Somit erhält man das Moment infolge der gleichzeitigen Belastung durch E_1 und E_2 zu

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}' + \mathfrak{M}'' = \frac{e_1}{6} \left(2 h^2 - 3 h x + \frac{x^3}{h}\right) + \frac{e_2}{2} (h - x)^2 \quad . \quad . \quad . \quad (2a)$$

Da aber in Wirklichkeit eine Verschiebung des Lagers D nicht eintreten soll und daselbst die Kraft X wirkt, so ergibt sich das gesuchte Biegungsmoment für jeden der beiden Pfosten zu

$$M = \mathfrak{M} - X \cdot (h - x) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

und folglich

$$\frac{dM}{dX} = -(h - x) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

2) Das Biegungsmoment M in dem Balken AB ist für alle Querschnitte

eine konstante Größe, da nach Abb. 254 innerhalb der Strecke AB keine äußere Kraft wirkt. Hiernach erhält man

$$M = \mathfrak{M}_a - X \cdot h,$$

wobei nach Abb. 256 u. 257 infolge der Belastung E_1 und F_2

$$\mathfrak{M}_a = \frac{e_1 h}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot h + e_2 h \cdot \frac{h}{2} = \frac{e_1 h^2}{3} + \frac{e_2 h^2}{2}.$$

Folglich wird

$$M = \frac{e_1 h^2}{3} + \frac{e_2 h^2}{2} - X \cdot h \quad \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

und

$$\frac{dM}{dX} = -h \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

3) Setzt man in die allgemeine Arbeitsgleichung (1) nach Gleichung (2), (2a) und (3) die Ausdrücke für M, $\mathfrak{M}$ und $\frac{dM}{dX}$ ein, so erhält man für einen der beiden Pfosten, wenn man zwischen den Grenzen $x = 0$ und $x = h$ integriert, den Ausdruck

$$\frac{h^3}{J_1} \cdot \left(-\frac{11}{120} \cdot h e_1 - \frac{1}{8} h e_2 + \frac{X}{3}\right) \quad \ldots \ldots \quad (6)$$

In gleicher Weise ergibt sich für den Balken AB durch Einsetzen von (4) und (5) in die Arbeitsgleichung (1) der Ausdruck

$$\frac{h^2 l}{J} \cdot \left(-\frac{h e_1}{3} - \frac{h e_2}{2} + X\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (7)$$

Da die Integration über den ganzen Stabzug auszuführen ist, so muß für symmetrische Belastung der beiden Pfosten der Ausdruck (6) für jeden der beiden Pfosten, also zweimal genommen, zu dem Ausdruck (7) addiert und nach Gleichung (1) die Summe gleich Null gesetzt werden. Aus dieser Beziehung ergibt sich endlich die gesuchte Größe

$$X = \frac{h}{20} \cdot \frac{\frac{J}{J'} \cdot h\,(11\,e_1 + 15\,e_2) + 10\,l \cdot (2\,e_1 + 3\,e_2)}{2\,h \cdot \frac{J}{J'} + 3 \cdot l} \quad \ldots \quad \text{(III)}$$

Diese Gleichung gilt für den in Abb. 254 dargestellten Belastungsfall, in welchem auf jeden der beiden Pfosten der Erddruck wirkt, während der Balken AB unbelastet ist.

Nachdem nunmehr die allgemeinen Gleichungen (I), (II) und (III) aufgestellt sind, sollen für die in den Abb. 258 und 259 dargestellte Rahmenbrücke die größten Biegungsmomente berechnet werden.

Die Verkehrslast bestehe in einem 6 t-Wagen mit 1,30 m Radstand und 2,80 m Achsstand, so daß sich für den Fall, daß eine Radreihe über einem Balken steht, die auf diesen entfallende Belastung zu 2,0 t einer Achse ergibt, wozu noch 0,7 t infolge der Bespannung mit einem Paar Pferde kommen (vergl. Abb. 260). Das Eigengewicht berechnet sich für 1 lfd. m des Hauptträgers nach Abb. 258 und 259 zu $g = 2{,}45$ t/m.

Die beiden verschiedenen Belastungszustände, welche in Betracht kommen, sind in Abb. 260 u. 261 dargestellt, wobei angenommen werden möge, daß auf die Wirkung des Erddruckes mit Sicherheit nicht zu rechnen ist. Die Belastung des Balkens AB allein (Abb. 260) gibt das größte positive Biegungsmoment des Balkens AB. Den Größtwert der negativen Momente M_a und M_b in den Rahmenecken erhält man, wenn außer dieser Belastung des Balkens auf die beiden Pfosten noch der Erddruck wirkt.[1])

[1]) Ungünstigere Werte ergeben sich natürlich bei gänzlicher Entlastung des einen und Vollbelastung des andern Pfostens infolge des Erddrucks. Da jedoch eine vollständige Entlastung nahezu ausgeschlossen ist, genügt zur Vereinfachung der Rechnung der hier angegebene Weg.

1. Belastungsfall. Auf den Balken möge die Verkehrslast wirken, während die Pfosten vom Erddruck nicht belastet seien, so daß das größte positive Biegungsmoment im Balken entsteht.

Für diesen Fall gelten die von Müller-Breslau hergeleiteten Gleichungen (I) und (II). Das positive Biegungsmoment nach Gleichung (I) lautet:

$$M = \mathfrak{M} - Xh. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (I)$$

Es soll nun die Laststellung ermittelt werden, bei welcher der Größtwert desselben entsteht. Nach Abb. 260 ergibt sich infolge der Verkehrslast das größte Biegungsmoment des einfachen frei gestützten Balkens AB unter der Last P_1, und zwar zu

$$\mathfrak{M}_1 = A \cdot (x + 2{,}6) - 0{,}7 \cdot 2{,}6.$$

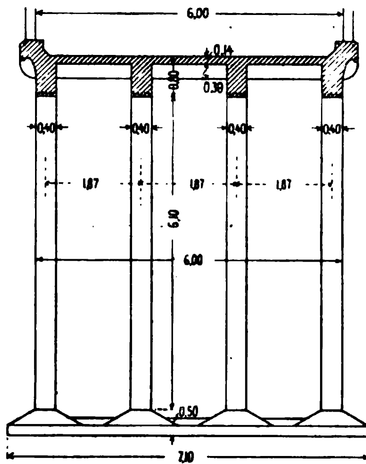


Abb. 258.

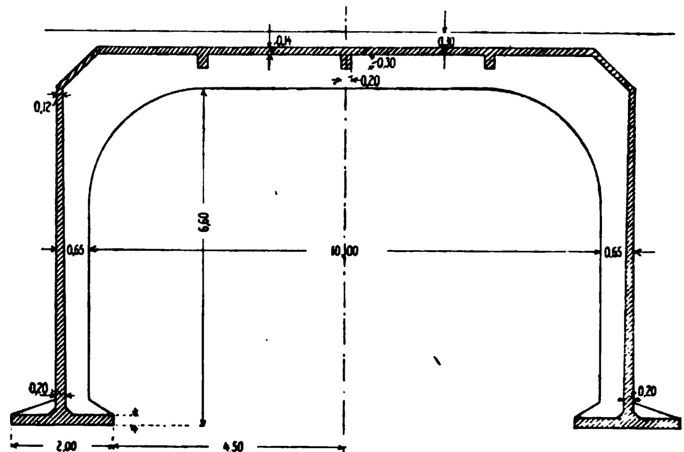


Abb. 259.

Da der Auflagerdruck

$$A = 4{,}7 \cdot \frac{10{,}8 - 2{,}6 - 0{,}8 - x}{10{,}8} = \frac{4{,}7}{10{,}8}(7{,}4 - x)$$

ist, wird

$$\mathfrak{M}_1 = -0{,}435\,x^2 + 2{,}1\,x + 6{,}6.$$

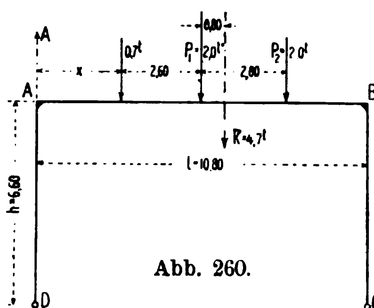


Abb. 260.

In gleicher Weise erhält man das entsprechende Biegungsmoment infolge des Eigengewichtes im Punkte der Last P_1 zu

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{g}{2}(x + 2{,}6) \cdot (l - x - 2{,}6)$$
$$= -1{,}23\,x^2 + 6{,}86\,x + 26{,}2.$$

Somit ergibt sich

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1 = -1{,}66\,x^2 + 8{,}96\,x + 32{,}8 \quad . . \text{(a)}$$

Der statisch unbestimmte wagerechte Schub X ist nach Gleichung (II)

$$X = \frac{1}{N}(gl^3 + 6\,\Sigma\,P \cdot ab),$$

wobei der Nenner

$$N = 12\,hl\left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J}{J'} \cdot \frac{h}{l} + \frac{J}{Fh^2}\right).$$

ist. In unserem Falle ergibt sich aus Abb. 258.

$F = 5260$ cm², $J : J' = 3\,113\,000 : 1\,785\,000 = 1{,}75$, $h : l = 6{,}6 : 10{,}8 = 0{,}61$ und $J : F = 3\,113\,000 : 5260 = 596$, so daß für $h = 6{,}6$ und $l = 10{,}8$

$$N = 1460 \text{ m}^3$$

und

$$X = \frac{1}{1460}(g l^3 + 6 \Sigma P a b)$$

wird.

Da man aus Abb. 260

$$\Sigma P \cdot ab = 0{,}7 \cdot x \cdot (10{,}8 - x) + 2{,}0 \cdot (x + 2{,}6) \cdot (10{,}8 - x - 2{,}6) + 2{,}0\,(x + 5{,}4) \cdot (5{,}4 - x)$$
$$= (-4{,}70\,x^2 + 18{,}76\,x + 101{,}1) \text{ tm}^3$$

und

$$g l^3 = 2{,}45 \cdot 10{,}8^3 = 3085 \text{ tm}^3$$

erhält, so wird, wenn man diese beiden Werte in den Ausdruck für X einsetzt und sodann mit $h = 6{,}6$ m multipliziert,

$$X h = -0{,}128\,x^2 + 0{,}508\,x + 16{,}65 \quad \ldots \ldots \ldots \quad \text{(b)}$$

Durch Einsetzen von (a) und (b) in (I) ergibt sich

$$M = -1{,}53\,x^2 + 8{,}45\,x + 16{,}1 \quad \ldots \ldots \ldots \quad \text{(c)}$$

Aus der Bedingung

$$\frac{dM}{dx} = 0$$

erhält man endlich den gesuchten Abstand $x = 2{,}75$ m und somit auch die Laststellung, bei welcher M den größten Wert annimmt.

Für $x = 2{,}75$ m ergibt sich aus Gleichung (c) der Größtwert des positiven Biegungsmomentes zu

$$M = +27{,}8 \text{ tm} = +2\;780\,000 \text{ kgcm}.$$

2. **Belastungsfall.** Außer der Belastung des Balkens durch die Verkehrslast möge auf die beiden Pfosten je der gleiche Erddruck wirken, so daß das größte negative Biegungsmoment in den Rahmenecken entsteht.

Für diesen Fall gilt außer den Gleichungen (I) und (II) die oben abgeleitete Gleichung (III). Nacheinander sollen die größten Eckmomente berechnet werden, welche infolge der Belastung durch das Eigengewicht und die Verkehrslast und sodann infolge der Belastung durch den Erddruck entstehen.

Das Eckmoment infolge des Eigengewichtes und der Verkehrslast nimmt nach Gleichung (I), da $\mathfrak{M}_a = 0$ ist, den Wert an

$$M_a' = \mathfrak{M}_a - X h = -X h,$$

erreicht also seinen Größtwert zugleich mit X. Wie man aus Gleichung (II) ersieht, ist nunmehr diejenige Laststellung zu bestimmen, bei welcher der Ausdruck $\Sigma P \cdot ab$ am größten wird. Nach Abb. 260 ist wie oben:

$$\Sigma P \cdot ab = -4{,}70\,x^2 + 18{,}76\,x + 101{,}1.$$

Hiernach ergibt sich aus der Gleichung

$$\frac{d\,\Sigma P \cdot ab}{dx} = 0$$

die gesuchte Laststellung für $x = 2{,}0$ m.

Aus Gleichung (2) erhält man dann

$$M_a' = -X h = 0{,}128\,x^2 - 0{,}508\,x - 16{,}65$$

und für $x = 2{,}0$ m

$$M_a' = -17{,}2 \text{ tm} = -1\,720\,000 \text{ kgcm}.$$

Der Erddruck infolge der Hinterfüllung des Pfostens ohne die Auflast s und p (Abb. 261) ergibt sich nach Hütte II, 1905, S. 299 für die Höhe $h' = 6{,}6 + 0{,}15 = 6{,}75$ m zu

$$e_1 = \gamma_\varepsilon \cdot h' \cdot \mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) = 1{,}65 \cdot 6{,}75 \cdot \frac{1}{3} = 3{,}71 \text{ t/m}^2$$

und infolge der Auflast, welche aus der Versteinung $s = 0{,}30 \cdot 2000 = 600$ kg/m² und dem Menschengedränge $p = 400$ kg/m² besteht, zu

$$e_2 = (p + s) \cdot \mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) = 1{,}0 \cdot \frac{1}{3} = 0{,}33 \text{ t/m}^2.$$

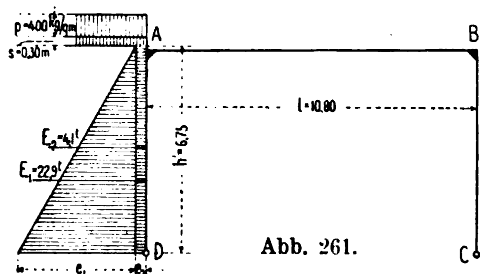


Abb. 261.

Da diese Werte auf einen Streifen von 1 m Breite bezogen sind, erhält man für die Belastungsbreite eines Balkens von $a = 1{,}87$ m

$$e_1 = 3{,}71 \cdot 1{,}87 = 6{,}94 \text{ t/m}$$

und

$$e_2 = 0{,}33 \cdot 1{,}87 = 0{,}62 \text{ t/m}.$$

Für $h = 6{,}6$ m, $h : l = 6{,}6 : 10{,}8 = 0{,}61$ und $J : J' = 1{,}75$ wird sodann nach Gleichung (III)

$$X = \frac{6{,}6}{20} \cdot \frac{1{,}75 \cdot 6{,}6 \cdot (11 \cdot 6{,}94 + 15 \cdot 0{,}62) + 10 \cdot 10{,}8 \cdot (2 \cdot 6{,}94 + 3 \cdot 0{,}62)}{2 \cdot 6{,}6 \cdot 1{,}75 + 3 \cdot 10{,}8}$$
$$= 16{,}01 \text{ t}.$$

Das Biegungsmoment in der Rahmenecke A infolge der Belastung des Pfostens durch den Erddruck E_1 und E_2 ist somit

$$M_a'' = Xh - E_1 \cdot \frac{2}{3}h - E_2 \cdot \frac{1}{2}h,$$

wobei die Erddruckkräfte

$$E_1 = \frac{e_1 h'}{2} = \frac{6{,}94 \cdot 6{,}75}{2} = 23{,}3 \text{ t}$$

und

$$E_2 = e_2 h = 0{,}62 \cdot 6{,}75 = 4{,}2 \text{ t}$$

einzusetzen sind. Man erhält somit

$$M_a'' = 6{,}6 \cdot \left(16{,}01 - \frac{2}{3} \cdot 23{,}3 - \frac{1}{2} \cdot 4{,}2\right)$$
$$= -10{,}69 \text{ tm} = -1\,069\,000 \text{ kgcm}.$$

Das größte negative Biegungsmoment in der Rahmenecke ist folglich

$$M_a = M_a' + M_a'' = -17{,}2 - 10{,}7 = -27{,}9 \text{ tm}$$
$$= -2\,790\,000 \text{ kgcm}.$$

In Abb. 262 ist das Ergebnis der Berechnung aufgetragen. Die Momentenkurve des ersten Belastungsfalls, bei welchem der Erddruck nicht wirkt, ist durch gestrichelte Linien dargestellt. Sie ergibt das größte positive Biegungsmoment im Balken zu $M = +27{,}8$ tm, und zwar unter der mittleren der drei Einzellasten im Abstande $2{,}75 + 2{,}60 = 5{,}35$ m von A.

Für den zweiten Belastungsfall, bei welchem auf beiden Seiten der gleiche Erddruck mitwirkt, erhält man das größte Eckmoment $M_a = -27{,}9$ tm, wobei die erste Last $x = 2{,}00$ m von A entfernt steht. Um die Momentenverteilung in den Pfosten zu

bestimmen, berechne man für einige Punkte derselben die Biegungsmomente des einfachen frei gestützten Balkens AD, welche sich nach der Gleichung (Hütte 1905 I, S. 408) zu

$$M = \frac{E_1}{3} \cdot y \cdot \left(1 - \frac{y^2}{l^2}\right)$$

ergeben, addiere hierzu die Ordinaten der Momentenparabel infolge der gleichmäßig verteilten Erddrucklast von der Gesamtgröße E_2 und trage die erhaltene Kurve über AD bezw. BC auf. Die Linie $A'D$ ergibt dann den negativen und positiven Teil der

Abb. 262.

gesuchten Momentenfläche, deren Nullpunkt, d. i. der Wendepunkt der Biegelinie, in 4,3 m Höhe liegt. Den positiven Größtwert der Biegungsmomente im Pfosten erhält man dadurch, daß man eine Parallele zu $A'D$ zieht, und zwar in 2,0 m Höhe zu + 12,8 tm.

Für die Dimensionierung sind beide Belastungsfälle maßgebend, also die Umhüllenden der positiven bezw. negativen Momentenflächen, welche in Abb. 262 durch senkrechte bezw. wagerechte Schraffur bezeichnet sind.

Anhangsweise soll hier in ähnlicher Weise wie bei den durchlaufenden Trägern mit fest verbundenen Mittelstützen noch erörtert werden, wovon bei einem dreiseitigen Rahmen der Einspannungsgrad der Pfosten im wesentlichen abhängt.

1. Fall: Der dreiseitige Rahmen sei gelenkig gelagert (Abb. 249). Dann ist nach Gleichung (4) und (II)

$$M_a = -Xh$$

$$X = \frac{1}{N}(gl^3 + \Sigma Pab),$$

wobei

$$N = 12\,hl\left(1 + \frac{2}{3}\frac{J}{J'}\cdot\frac{h}{l} + \frac{J}{Fh^2}\right)$$

ist. Für den Fall, daß eine gleichmäßig verteilte Belastung $q = g + p$ auf den

Balken AB wirkt, ergibt sich das Biegungsmoment in der Mitte des einfachen Trägers auf zwei Stützen zu

$$\mathfrak{M}_m = \frac{ql^2}{8}.$$

Als Einspannungsgrad μ wollen wir das Verhältnis des negativen Eckmomentes M_a zum Moment $\mathfrak{M}_m$ bezeichnen (Abb. 263), also

$$\mu = M_a : \mathfrak{M}_m.$$

Setzt man in den Ausdruck für X in unserem Belastungsfalle statt des Eigengewichtes g die gleichmäßig verteilte Vollbelastung q ein, ferner $P = 0$ und vernachlässigt das Glied $\frac{J}{Fh^2} = \frac{i^2}{h^2}$, welches infolge der Längskraftwirkung entsteht, wegen seiner Kleinheit, so ergibt sich

$$X = \frac{ql^3}{12\,hl\left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{J}{J'} \cdot \frac{h}{l}\right)}$$

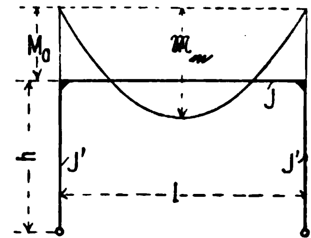


Abb 263.

und

$$M_a = -Xh = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{2}{3} \frac{J}{J'} \cdot \frac{h}{l}\right)}.$$

Es wird somit

$$\mu = M_a : \mathfrak{M}_m = -\frac{1}{1{,}5 + \frac{J}{J'} \cdot \frac{h}{l}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Man erkennt aus diesem Ergebnis, daß der Einspannungsgrad vor allem von dem Verhältnis des Trägheitsmomentes J des Balkens zu dem des Pfostens J', sowie von dem Verhältnis der Pfostenhöhe h zur Trägerstützweite l abhängt.

Berechnet man den Einspannungsgrad μ für eine Reihe von Werten $J : J'$ und $h : l$ nach Gleichung (8) und trägt die Werte $J : J'$ als Abszissen, die Werte μ als Ordinaten auf, so erhält man eine Schar von Kurven (Abb. 264), deren jede einem Werte $h : l$ entspricht. Die volle Einspannung des Trägers ergibt sich für

$$\mu = \frac{ql^2}{12} : \frac{ql^2}{8} = \frac{2}{3} = 0{,}66,$$

die sogenannte halbe Einspannung für

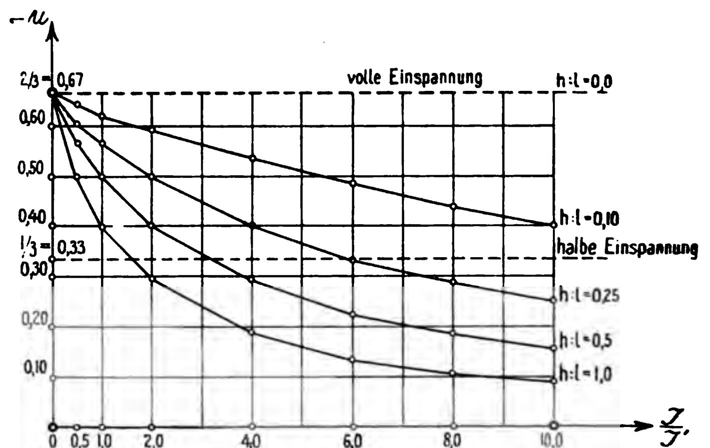


Abb. 264.

$$\mu = \frac{ql^2}{24} : \frac{ql^2}{8} = \frac{1}{3} = 0{,}33.$$

Man erkennt aus dieser Darstellung, daß der Grad der Einspannung um so größer wird, je kleiner $J : J'$, d. h. je steifer die Pfosten gegenüber dem Balken sind. Aber auch das Verhältnis $h : l$ ist von großem Einfluß auf den Einspannungsgrad. Je niedriger

der Pfosten im Verhältnis zur Stützweite, je kleiner also $h:l$ ist, um so weniger biegsam wird er und um so größer ergibt sich die Einspannung in der Rahmenecke.

Diese Darstellung (Abb. 264) kann auch für überschlägige Berechnungen zur raschen Bestimmung der Momentenverteilung verwendet werden. Es sei z. B. die Aufgabe, für den in Abb. 258 u. 259 dargestellten Rahmen das Eckmoment infolge der Belastung mit einem 6 t schweren Wagen zu ermitteln. Nimmt man an, daß das größte positive Biegungsmoment des freigestützten Balkens AB ungefähr dann entsteht, wenn sich die eine der drei Lasten $P_1 = 2{,}0$ t in der Trägermitte befindet, so wird in Abb. 260 der Abstand $x = 5{,}4 - 2{,}6 = 2{,}8$ m. Man erhält nunmehr, da der Auflagerdruck

$$A = 4{,}7\,\frac{10{,}8 - 5{,}4 - 0{,}8}{10{,}8} = 2{,}0\,\text{t}$$

ist, das Biegungsmoment von der Verkehrslast zu

$$\mathfrak{M}_1 = 2{,}0 \cdot \frac{10{,}80}{2} - 0{,}7 \cdot 2{,}60 = 8{,}98\ \text{tm}$$

und infolge des Eigengewichtes $\mathfrak{M}_o = \dfrac{gl^2}{8} = \dfrac{2{,}45 \cdot 10{,}80^2}{8} = 35{,}7$ tm.

somit $\mathfrak{M}_m = \mathfrak{M}_o + \mathfrak{M}_1 = 44{,}7$ tm.

Für $J:J' = 1{,}75$ und $h:l = 0{,}61$ (vergl. S. 405) erhält man nach Abb. 264 oder genauer nach Gleichung (8)

$$-\mu = 0{,}39$$

und somit

$$M_a = \mu \cdot \mathfrak{M}_m = -0{,}39 \cdot 44{,}7 = -17{,}4\ \text{tm},$$

während die genaue Rechnung $-17{,}2$ tm ergab.

Dieses Verfahren empfiehlt sich besonders für überschlägige Rechnungen zum Zwecke der Dimensionierung, wobei die Trägheitsmomente schätzungsweise anzunehmen sind.

2. Fall. Der dreiseitige Rahmen sei an den Pfostenfüßen fest eingespannt (Abb. 250). In ähnlicher Weise wie bei dem ersten Falle kann man auch hier für den Einspannungsgrad μ einen Ausdruck finden, der unter der Annahme einer bestimmten, z. B. gleichmäßig verteilten Belastung nur von den Abmessungen des Trägers abhängt.

Nach Müller-Breslau, a. a. O., S. 125 ist für den Fall der gleichmäßig verteilten, also symmetrischen Belastung bei symmetrischer Gestalt des Rahmens der Abstand e des elastischen Schwerpunktes 0 von der Symmetrielinie gleich Null. Führt man sodann für die Fläche der Momentenparabel die Größe

$$F_0 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot \frac{pl^2}{8} = \frac{pl^3}{12},$$

ferner für den Abstand $\mathfrak{z}_0 = \dfrac{h'h}{l + 2h'}$

ein (vergl. Abb. 265), wobei zur Abkürzung $\dfrac{J}{J'} \cdot h = h'$ gesetzt ist, so lauten die Gleichungen für die drei statisch unbestimmbaren Größen der Aufgabe

$$\left\{\begin{aligned} X &= \frac{3F_0}{h(2l + h')} \\ Y &= \frac{F_0 \cdot e}{T_x} = 0 \\ Z &= \frac{F_0}{l + 2h'}. \end{aligned}\right.$$

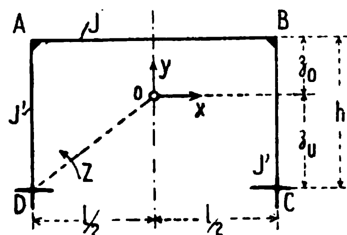


Abb. 265.

Es wird dann das Eckmoment

$$M_a = -X \cdot \mathfrak{z}_0 - Z$$
$$= -\frac{3F_0}{h(2l+h')} \cdot \frac{h'h}{l+2h'} - \frac{F_0}{l+2h'}$$
$$= -\frac{2F_0}{2l+h'} = -\frac{pl^3}{6(2l+h')}$$

und der Einspannungsgrad mit denselben Bezeichnungen wie in Abb. 263

$$\mu = M_a : \mathfrak{M}_m = -\frac{pl^3}{6(2l+h')} : \frac{pl^2}{8},$$

also

$$\mu = -\frac{1}{1{,}5 + 0{,}75 \cdot \frac{J}{J'} \cdot \frac{h}{l}} \quad \ldots \ldots \quad (9)$$

Der Vergleich dieses auffallend einfachen Ausdrucks mit Gleichung (8) zeigt eine vollkommene Übereinstimmung bis auf den Beiwert 0,75, der dort 1,0 betrug.[1]) Es ist somit der Einspannungsgrad bei unten fest eingespannten Pfosten unter sonst gleichen Umständen etwas größer als bei gelenkiger Lagerung.

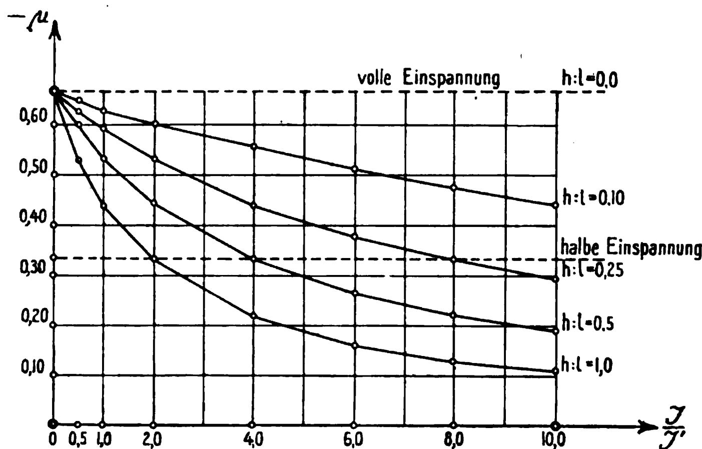


Abb. 266.

Trägt man genau so wie in Abb. 264 die Kurvenschar für diesen Fall auf, so erhält man Abb. 266.

Nimmt man z. B. an, daß der in Abb. 258 u. 259 dargestellte Rahmen an den Pfostenfüßen fest eingespannt sei, so wird für die sonst gleichen Werte wie im vorigen Beispiele, und zwar $\mathfrak{M}_m = 44{,}2$ tm, $J:J' = 1{,}75$ und $h:l = 0{,}61$ nach Abb. 266 oder genauer nach Gleichung (9)

$$-\mu = 0{,}43$$

und

$$M_a = \mu\,\mathfrak{M}_m = -0{,}43 \cdot 44{,}2 = -19{,}0 \text{ tm}$$
$$= -1\,900\,000 \text{ kgcm}.$$

Gegenüber der gelenkigen Lagerung wird infolge der festen Einspannung der Pfostenfüße der Einspannungsgrad von 0,39 auf 0,43, also rd. um 10 vH. erhöht. Ein Vergleich der beiden Kurvenscharen in Abb. 264 u. 266 zeigt, daß dieser Betrag von 10 vH. als ein brauchbarer Mittelwert angesehen werden kann.

VI. Berechnung der Bogenbalkenträger.

Die drei äußeren Kennzeichen eines Bogenbalkenträgers sind nach S. 247 die wagerechte Lagerfläche, die stehende oder geneigte Lagerfläche und die Krümmung der

[1]) Denselben Ausdruck erhält man, wenn genau so wie bei der Herleitung von Gleichung (8) im ersten Falle verfahren, jedoch für h der Wert $^2/_3\,h$ eingesetzt wird, da hier der Wendepunkt der Biegelinie des Pfostens in zwei Drittel der Pfostenhöhe liegt. Der Rahmen mit fest eingespannten Füßen kann dann als ein Rahmen mit gelenkiger Lagerung betrachtet werden, welcher aber nur zwei Drittel so hoch als jener ist.

Schwerlinie des Trägers. In statischer Hinsicht unterscheidet sich der Bogenbalkenträger von allen bisher behandelten Balkenträgern dadurch, daß außer den senkrechten Auflagerkräften noch wagerechte Stützkräfte auftreten, daß also die Belastung außer durch die sogenannte Balkenwirkung auch durch eine Bogenwirkung übertragen wird. Die bedenkliche Unklarheit dieser Grundform besteht nun darin, daß man die Anteile der Lastübertragung durch die Balkenwirkung und durch die Bogenwirkung nicht genau zu bestimmen vermag.

Am einfachsten und klarsten wäre es selbstverständlich, solche zweifelhaften Grundformen überhaupt zu vermeiden. Es sind nun aber in der Wirklichkeit eine Anzahl von diesen Bogenbalken tatsächlich ausgeführt worden. Bei einer Nachrechnung erkennt man sehr bald, daß diese dann, wenn man sie als reine Balken oder als reine Bogen betrachtet, meist nicht standfest sind. Im folgenden soll daher versucht werden, ein angenähertes Rechnungsverfahren anzugeben, nach welchem man im gegebenen Falle die Standfestigkeit solcher eigenartigen Grundformen nachzuweisen vermag. Vor allem aber zeigt dieses Beispiel, auf welchen unsicheren Annahmen eine jede solche Theorie zur Berechnung von Bogenbalken aufgebaut ist. Die Beschäftigung mit diesem Stoffe führt zu der Überzeugung, daß für das Entwerfen unbedingt die Forderung zu empfehlen ist: Die volle Sicherheit soll schon dann gewährleistet sein, wenn der Träger entweder als reiner Bogenträger oder als reiner Balkenträger betrachtet wird. Will man in einem gegebenen Falle auf die architektonisch wirkungsvolle Krümmung der Trägerunterkante nicht verzichten und zugleich ebensowenig auf die günstige Wirkung einer vom Widerlager leicht auf-

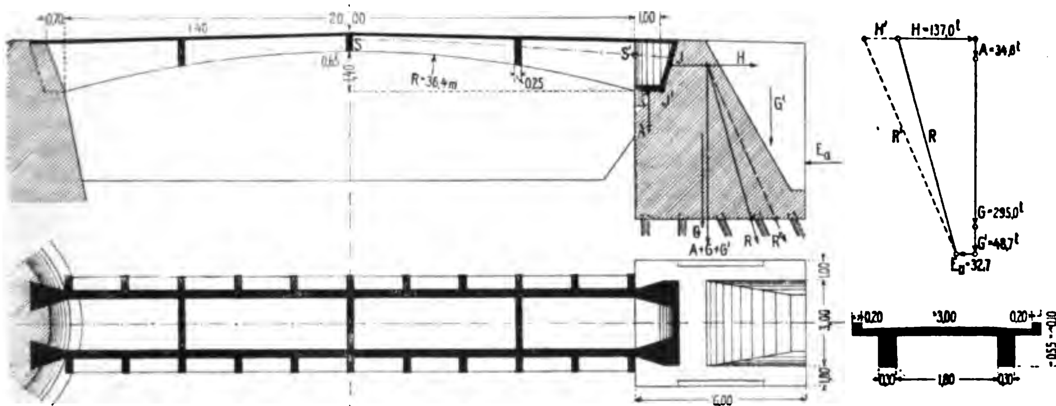


Abb. 267.

zunehmenden wagerechten Stützkraft von einer gewissen nicht genau bestimmbaren Größe (siehe das folgende Beispiel 12), so sollte man die etwaige Erhöhung der Sicherheit gegenüber der Wirkung einer reinen Balkenbrücke mit Freude begrüßen, aber keineswegs sicher und unter allen Umständen mit ihr rechnen. Das in folgendem dargelegte Verfahren kann daher hauptsächlich dazu dienen, in einem solchen Falle die unter Annahme eines Bogenbalkens auftretenden Spannungen angenähert zu bestimmen.

Beispiel 12. Der in Abb. 267 dargestellte Fußgängersteg von 20 m lichter Weite soll einer Nachrechnung für eine Verkehrslast von $p = 350$ kg/m² unterzogen werden.

Bei der Entwurfsaufstellung möge der Grundgedanke maßgebend sein, das auf der einen Seite vorhandene sichere Widerlager, welches z. B. durch guten Felsboden oder aber wie in Abb. 80, S. 248 durch den Gründungskörper eines Turmes

geboten wird, für die Aufnahme einer wagerechten Schubkraft auszunutzen. Dadurch macht sich auch eine entsprechende Ausbildung des rechten Widerlagers erforderlich. Dieses möge aber an sich schon eine sehr kräftige Gestalt erhalten, da seine Flügelmauern zugleich als Stützmauern des zu nur 3 m Breite angenommenen Fußweges dienen. Es liegt also nahe, das linke Widerlager ohne erheblichen Mehraufwand an Kosten so kräftig auszubilden, daß es in den Stand gesetzt wird, auch eine wagerechte Stützkraft von einer gewissen Größe aufzunehmen. Dagegen würde es größere Kosten verursachen, das Widerlager so zu gestalten, daß die Brücke, als reine Bogenbrücke aufgefaßt, standsicher wäre.

Die Schwierigkeit für die Berechnung besteht nun vor allem darin, die Größe des auftretenden wagerechten Schubes zu bestimmen. Es soll daher zunächst das möglichst einfach gehaltene Annäherungsverfahren durchgeführt und sodann einer Kritik unterzogen werden.

Das Eigengewicht berechnet sich zu $g =$ rd. 530 kg/m² im Scheitel. Denkt man sich das gesamte Trägergewicht gleichmäßig über die ganze Brückenlänge verteilt, so wird $g' = 2130$ kg/m oder rd. 630 kg/m². Zuerst bestimmt man die Größe des Brückenquerschnitts F nach Abb. 267 und den Abstand x des Schwerpunktes von der Trägeroberkante, und zwar zunächst in der Brückenmitte zu

$$F = 7145 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$x_0 = 21{,}9 \text{ cm},$$

sodann in gleicher Weise am Auflager zu

$$F' = 14\,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_0' = 73{,}8 \text{ cm}.$$

Denkt man sich durch die so gefundenen beiden Schwerpunkte S und S' der Brückenquerschnitte in der Trägermitte und am Auflager als Verbindungslinien einen Kreisbogen gelegt (Abb. 267), so ergibt sich der Krümmungshalbmesser dieser Schwerlinie im Bogenscheitel, da die Pfeilhöhe

$$f = (0{,}25 + x_0') - x_0 = 0{,}77 \text{ m und } \frac{l}{2} = 10{,}0 \text{ m}$$

ist, aus der Beziehung

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 = (2r - f) \cdot f$$

zu

$$r = \frac{1}{2f}\left(\frac{l^2}{4} + f^2\right) = 65{,}5 \text{ m}.$$

Es soll nunmehr die Größe des wagerechten Schubes ermittelt werden. Da es hier unsere Aufgabe ist, den Nachweis zu bringen, daß unzulässige Beanspruchungen im Träger nicht auftreten, muß es unser Bestreben sein, den wagerechten Schub eher zu klein, als zu groß anzunehmen. Eine Grenzlage des Angriffspunktes C der Resultierenden in der Bodenfuge des Widerlagers kann man durch die Annahme festlegen, daß in dieser Fuge kein Zug auftreten soll, und daß auch unzulässige Beanspruchungen der Gründungspfähle vermieden werden.

Um einen zweiten Punkt derselben Resultierenden zu finden, bedarf es folgender Erwägung. Wie die wagerechte Lagerfuge mit dem Druckmittelpunkt K den senkrechten Stützendruck A des einfachen Balkens aufzunehmen hat, so wirkt auf die stehende Lagerfuge im Druckmittelpunkte J der Kämpferdruck des Bogens. Nimmt man zur Vereinfachung und Sicherheit an, daß in J nur die wagerechte Stützkraft H

[1]) Dieser Krümmungshalbmesser kann natürlich auch nach irgend einem anderen, z. B. zeichnerischen Verfahren bestimmt werden.

und in K der gesamte senkrechte Auflagerdruck A wirkt, so erhält man im Schnittpunkt von H mit der Mittelkraft des Widerlagergewichts einschließlich der Erdauflast einen zweiten Punkt D der Resultierenden R. Durch die beiden Punkte C und D ist ihre Lage somit bestimmt.

Trägt man als Kräfteplan den Stützendruck des einfachen Balkens $A = 34{,}8$ t auf, ferner das Widerlagergewicht $G = 295{,}0$ t und das Erdgewicht $G' = 48{,}7$ t und endlich noch den aktiven (nicht etwa den passiven) Erddruck $E_a = 32{,}7$ t, so erhält man den Linienzug $ac'c$. Dadurch, daß man durch den Punkt c des Kräfteplans eine Parallele zu CD zieht, ergibt sich auf der Wagerechten, welche durch den Punkt a gelegt ist, die gesuchte Streckengröße des wagerechten Schubes $H =$ rd. 137 t.

Die Normalpressung im Scheitel beträgt somit

$$\sigma = \frac{H}{F} = \frac{137\,000}{7144} = 19{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

und kann daher als zulässig bezeichnet werden.

Der Grundgedanke dieses Verfahrens besteht nun weiter darin, in möglichst einfacher Weise den Lastanteil, der durch den Bogen übertragen wird, von dem Lastanteil zu trennen, den die Balkenwirkung übernimmt. Nach Tolkmitt[1]) lautet einer der einfachsten Ausdrücke für den Bogenschub

$$H = (r + c) \cdot q_2$$

wobei q_2 die Belastung im Scheitel auf 1 m² Grundfläche bezeichnet, ferner r der Krümmungshalbmesser der Stützlinie im Scheitel und c eine Strecke ist, welche im Verhältnis zu r in der Regel vernachlässigt werden kann. Man erhält daher angenähert den allgemein gebräuchlichen, einfachen Ausdruck

$$H = r \cdot q_2$$

oder

$$q_2 = \frac{H}{r}.$$

In unserem Falle ergibt sich, da für die Brückenbreite von 3,4 m der Horizontalschub $H = 137$ t, also für 1,0 m Breite $H = 40{,}3$ t beträgt, und $r = 65{,}5$ m ist,

$$q_2 = \frac{40{,}3 \text{ t/m}}{65{,}5 \text{ m}} = 0{,}615 \text{ t/m}^2$$

als derjenige Lastanteil, welcher von der Bogenwirkung aufgenommen wird. Somit verbleibt, da

$$q' = g' + p = 630 + 350 = 980 \text{ kg/m}^2$$

ist, als der durch Balkenwirkung zu übertragende Lastanteil

$$q_1 = q' - q_2 = 980 - 615 = 365 \text{ kg/m}^2.$$

Man kommt folglich zu dem Ergebnis, daß hier rd. 63 vH. der Belastung durch die Bogenwirkung und rd. 37 vH. durch die Balkenwirkung übertragen werden. Wird bei der Herstellung des Trägers auf ein sorgfältiges Schließen der stehenden Lagerfugen Gewicht gelegt, so darf man mit ziemlicher Sicherheit darauf rechnen, daß bei den ersten Belastungszuständen ein wagrechter Bogenschub auftritt. Es wird somit für die Belastung durch das Eigengewicht zunächst vor allem die Bogenwirkung in Betracht kommen. In unserem besonderen Falle könnte man daher annehmen, daß von dem Eigengewicht $g' = 630$ kg/m² infolge der Bogenwirkung der Anteil $q_2 = 615$ kg/m², also nahezu die volle Eigenlast übertragen wird. Mit wachsender Belastung infolge des Verkehrs wird sodann mehr und mehr die Balkenwirkung zur Lastübertragung herangezogen werden und die weiter unten erörterte Formänderung des Trägers eintreten.

[1]) Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. 1895. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, S. 16. 2. Aufl. 1909 bearb. von Laskus.

Es erübrigt nunmehr nur noch nachzuweisen, daß der Balken von der, durch ihn zu tragenden Belastung $q_1 = 365$ kg/m² keine unzulässigen Beanspruchungen erleidet. In jedem einzelnen Falle ist hierbei naturgemäß die Stützungsart des Balkens zu berücksichtigen und festzustellen, ob der Balken frei gelagert, eingespannt oder durchlaufend gestützt ist.

Da in unserem Beispiele (Abb. 267) ein freigestützter Träger vorliegt, würde sich das Biegungsmoment in der Balkenmitte zu $\mathfrak{M} = \frac{q_1 l^2}{8}$ ergeben, wenn man das Eigengewicht als gleichmäßig verteilte Last annimmt, also den Einfluß der Erhöhung des Trägers am Auflager unberücksichtigt läßt.[1])

Für die durch Balkenwirkung aufzunehmende Belastung $q_1 = 0{,}365$ t/m² und die Stützweite des einfachen Balkens $l = 20{,}85$ m, die von Mitte zu Mitte der wagerechten Lagerfuge zu messen ist, wird für 1,0 m Breite

$$M_m = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{0{,}365 \cdot 20{,}85^2}{8} = 19{,}8 \text{ tm} = 1\,980\,000 \text{ kgcm},$$

somit für 1,70 m Breite

$$M_m = 3\,370\,000 \text{ kgcm}.$$

Die Beanspruchungen in der Balkenmitte sind nunmehr unter Berücksichtigung der Längskraft zu ermitteln.

Man erhält nach dem in Bd. I Seite 286 dargelegten bekannten Verfahren für unseren Querschnitt $x = 28{,}5$ cm und die allerdings zu große Druckspannung des Betons $\sigma_b = 77{,}6$ und die Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm², wenn man als Eisenquerschnitt $f_e = 40{,}5$ cm², also 4 Rundeisen von 36 mm Durchmesser annimmt. Es wäre somit nach diesem überschlägigen Rechnungsverfahren bei diesem willkürlich gewählten Beispiel eine Verstärkung des Betonquerschnitts im Scheitel erforderlich, um innerhalb der üblichen Grenzen der Druckspannung zu bleiben.

Würde man dagegen den Träger als einen frei gestützten Balken auffassen, so wäre das Biegungsmoment

$$\mathfrak{M}_m = \frac{q' l^2}{8}$$

für $l = 20{,}85$ m und $q' = 1030$ kg/m²

$$\mathfrak{M}_m = \frac{1030 \cdot 20{,}85^2}{8} = 5\,600\,000 \text{ kgcm},$$

---

[1]) Will man die Erhöhung des Trägers am Auflager berücksichtigen, so kann man folgendermaßen verfahren. Nach Abb. 268 trage man die Belastungsfläche des Trägers auf, wobei die Gesamtbelastung im Scheitel $F = g + p$ und am Kämpfer $F' = g + p + \Delta g$ ist. Es ergibt sich dann unter der Voraussetzung, daß die Begrenzung der Belastung als eine Parabel anzusehen ist, das statische Moment in bezug auf die Balkenmitte zu

$$M_m = A \cdot \frac{l}{2} - V_1 \cdot \frac{3}{8} l - V_2 \cdot \frac{1}{4} l.$$

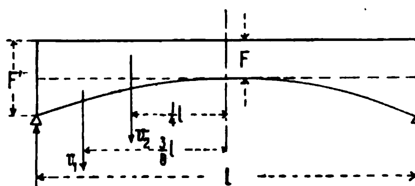


Abb. 268.

Für

$$V_1 = \frac{1}{3} \frac{l}{2} (F' - F), \text{ sowie } V_2 = \frac{l}{2} \cdot F$$

und

$$A = V_1 + V_2 = \frac{l}{6} (2F + F')$$

wird

$$M_m = \frac{l^2}{48} (5F + F').$$

Führt man den stellvertretenden Belastungsgleichwert q_m des Trägers ein, welcher bei gleichmäßig verteilter Belastung dasselbe Biegungsmoment in der Trägermitte, wie die wirkliche Belastung hervorrufen würde, so wird

$$M_m = \frac{q_m l^2}{8}$$

also:

$$M_m = \frac{l^2}{48} (5F + F') = \frac{q_m l^2}{8},$$

woraus sich

$$q_m = \frac{1}{6} [6(p + g) + \Delta g] = (p + g) + \frac{\Delta g}{6}$$

ergibt.

so daß eine wesentlich größere Balkenhöhe in der Brückenmitte notwendig wäre. Die Beanspruchungen würden folglich bei den hier vorliegenden Eisenbetonabmessungen die Grenzen wesentlich überschreiten.

Faßt man den Träger dagegen als reinen Bogenträger auf, so ergibt sich der Horizontalschub, da $r = 65{,}5$ m und für die Brückenbreite von 3,40 m die Belastung im Scheitel $q = g + p = 530 \cdot 3{,}40 + 400 \cdot 3{,}0 = 3010$ kg/m beträgt, zu

$$H = q \cdot r = 3{,}01 \cdot 65{,}5 = 197 \text{ t}.$$

Es würde sich dann im Kräfteplan die resultierende Mittelkraft R' ergeben, deren Schnittpunkt mit der Bodenfuge (Abb. 267) außerhalb des mittleren Drittels der Grundfläche des Widerlagers fällt, so daß ein Teil der Pfähle auf Zug, die anderen sehr stark auf Druck beansprucht werden.

Dieses Beispiel zeigt deutlich, daß bei der Berechnung eines solchen Bogenbalkens schwerwiegende Annahmen gemacht werden müssen. Die Wirkung der Bogenkraft ist naturgemäß nur so lange in der angegebenen Größe vorhanden, als ein dichtes Schließen der Kämpferfuge gewährleistet ist. Nun tritt aber voraussichtlich ein Klaffen dieser Fuge ein, sobald sich der Balken in der Mitte durchbiegt. Es wird dann der Druckpunkt J nach unten verschoben, bis er schließlich mit J' (Abb. 267) zusammenfällt. Da aber im äußersten Falle durch die Verdrehung der Auflagertangente des Balkens ein Abheben bei J hinzutritt, so wird schließlich im wesentlichen nur noch die Reibungskraft in der wagerechten Lagerfuge als wagerechte Schubkraft einzusetzen sein. Nimmt man den Reibungskoeffizient zu 0,75 an, so beträgt in unserem Beispiel die Reibungskraft

$$H_r = 0{,}75 \cdot A = 0{,}75 \cdot 34{,}8 = 25{,}1 \text{ t}.$$

Im Zweifelfalle dürfte also nur mit dieser wagerechten Kraft zu rechnen sein.

VII. Berechnung der lastverteilenden Querträger.

Die Aufgabe der lastverteilenden Querträger ist, wie bereits oben erwähnt wurde, die von der Last nicht unmittelbar getroffenen Tragbalken zur Mitarbeit heranzuziehen und dadurch sowohl die unter der Last befindlichen Balken, als auch vor allem die Platte selbst zu entlasten.

Die genaue Berechnung der in einem solchen Querträger auftretenden Beanspruchungen ist selbst unter der Annahme eines vollkommen gleichartigen Baustoffs wegen der vielfach statischen Unbestimmtheit sehr schwierig und umständlich. Sie ist aber auch kaum nötig, da es ähnlich wie bei den Querversteifungen eiserner Brücken weniger darauf ankommt, die wirklich auftretenden inneren Spannungen im Querträger genau zu kennen, als hauptsächlich auf die Ermittlung der denkbar größten Beanspruchungen, die unter den ungünstigsten Verhältnissen auftreten könnten. Es wird sich ferner stets empfehlen, die Querträger so steif als möglich auszugestalten, also einen großen Betonquerschnitt mit großem Trägheitsmoment und reichlicher Scherfläche zu wählen, damit unter jeder beliebigen Laststellung möglichst alle Hauptträger die gleiche Durchbiegung erleiden. Dagegen erscheint es ausreichend, die Eiseneinlagen, die an der Steifigkeit der Träger geringeren Anteil haben, nach den größten Biegungsmomenten zu bestimmen, die unter gewissen Annahmen ermittelt werden können.

Ein Weg hierfür soll im folgenden Beispiele angedeutet werden. Der Einfachheit halber wird dabei die Formänderung der Querträger selbst vernachlässigt und folglich eine so große Steifigkeit derselben angenommen, daß im Brückenquerschnitt auch nach der Durchbiegung die Unterkanten der Querträger in einer geraden Linie liegen.

Beispiel 13. Der im Beispiel 3 (S. 344) behandelte Träger mit dem in Abb. 194 dargestellten Querschnitt ohne Gangbahnen möge der Berechnung zugrunde gelegt werden. Für die Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger kommen nach S. 346 zwei verschiedene Rechnungsweisen in Betracht, und zwar zunächst die Verteilung unter Vernachlässigung der lastverteilenden Wirkung der Platte und Querträger (Rechnungsweise I) und sodann unter Berücksichtigung der verschiedenen Steifigkeit der Hauptträger und Annahme gleicher Durchbiegung aller Hauptträger (Rechnungsweise IV). Für diese beiden Rechnungsarten ergeben sich, da die ständige Last insgesamt 12 630 — 1770 = 10 860 kg/m Brücke beträgt, die auf die Balken entfallenden Drücke zu

A = 1440 bezw. 2150 kg/m, so daß der Unterschied = — 710 kg/m
B = 1920 „ 1640 „ „ „ „ „ = + 280 „
C = 2070 „ 1640 „ „ „ „ „ = + 430 „

ist. Der Lastunterschied der Ergebnisse beider Rechnungsweisen ist von den Querträgern aufzunehmen. Die Querträger bilden daher Träger, welche mit den in Abb. 269

A	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*		
+ 1440	+ 1920	+ 2070	+ 2070	+ 1920	+ 1440	Belastung	in kg für 1 m Drucke
— 2150	— 1640	— 1640	— 1640	— 1640	— 2150	Balkenwiderstand	
— 710	+ 280	+ 430	+ 430	+ 280	— 710	Querträgerbelastung	
— 1920	+ 760	+ 1160	+ 1160	+ 760	— 1920	desgl. für 270 m Querträgerabstand	

1,50 1,50 1,50 1,50 1,50

2,88 tm

4,62 tm

Abb. 269.

dargestellten Belastungen beansprucht werden. Hierbei ist der Querträgerabstand zu $\frac{10,80}{4} = 2,70$ m angenommen. Das größte Biegungsmoment in der Querträgermitte ergibt sich somit zu

$$M_{max} = (1,920 \cdot 2 - 0,760 \cdot 1) \cdot 1,50 = 4,62 \text{ tm} = 462\,000 \text{ kgcm}.$$

Von der Verkehrslast wird die größte Beanspruchung im Querträger dann hervorgerufen, wenn möglichst wenige Balken, diese aber möglichst stark belastet werden. Für unser Beispiel ergibt sich bei einem 30 t schweren Wagen ohne Menschengedränge die stellvertretende gleichförmige Belastung nach Übersicht XIII (S. 365) zu $p_m = 3900$ kg/m, die sich bei symmetrischer Laststellung auf die beiden inneren Hauptträger gleichmäßig verteilt. Bei 2,70 m Querträgerabstand ist dann

$$C = D = \frac{3900}{2} \cdot 2,70 = 5260 \text{ kg und } A = B = E = F = 0.$$

Soll die Belastung im Verhältnis der Trägheitsmomente der Balken auf dieselben wirken, so müßte

$$B = C = D = E = C \text{ und } A = F = C \cdot \frac{J_a}{J_i} = C \cdot k$$

sein. Für

$$\frac{J_a}{J_i} = k = \frac{0,348}{0,267} = 1,30$$

ergibt sich dann, da die Mittelkraft $R = C \cdot (2k + 4) = 6{,}6 \cdot C = 2 \cdot 5{,}26$ t ist,

$$B = C = D = E = \frac{2 \cdot 5{,}26}{6{,}6} = 1{,}59 \text{ t}$$

$$A = F = 1{,}3 \cdot C = 2{,}07 \text{ t.}$$

Der Querträger hätte wiederum den Unterschied dieser Werte aufzunehmen, also nach Abb. 270 ein Biegungsmoment

$$M = A \cdot 2a + B \cdot a = (2{,}07 \cdot 2 + 1{,}59) \cdot 1{,}50 = 8{,}60 \text{ tm} = 860\,000 \text{ kgcm.}$$

Steht die Verkehrslast nicht symmetrisch zur Brückenachse, sondern etwa über den Hauptträgern B und C, so verteilt sich die Belastung auf die einzelnen Balken derart, daß die Mittelkraft der von den Balken aufzunehmenden Belastung mit der Mittelkraft der äußeren Belastung zusammenfällt. Nach unserer Annahme soll die Belastung der einzelnen Balken so groß sein, daß ihre Durchbiegungen nach einer geraden Linie verlaufen. Wählt man als die eine Unbekannte den Druck auf eine beliebige Stütze z. B. C und als andere Unbekannte den Zuwachs Δ des Stützendruckes der Nachbarstütze von C, so ergibt sich, wenn wiederum $\frac{J_a}{J_i} = k$ gesetzt wird, nach Abb. 271, wobei C und Δ zunächst beliebig angenommen sind:

A	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	
—	—	+ 5260	+ 5260	—	—	kg Belastung
— 2070	— 1595	— 1595	— 1595	— 1595	— 2070	kg Balkenwiderstand
— 2070	— 1595	+ 3665	+ 3665	— 1595	— 2070	kg Querträgerbelastung

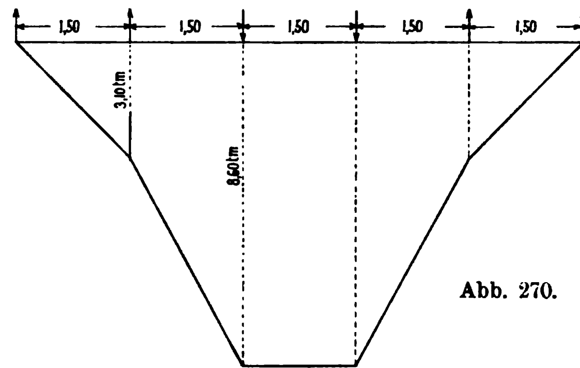


Abb. 270.

$$A = (C + 2\Delta)\,k$$
$$B = C + \Delta$$
$$C = C$$
$$D = C - \Delta$$
$$E = C - 2\Delta$$
$$F = (C - 3\Delta)\,k.$$

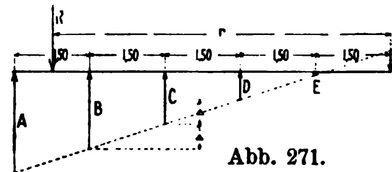


Abb. 271.

Zur Bestimmung der beiden Unbekannten C und Δ haben wir die beiden Bestimmungsgleichungen

$$R = A + B + C + D + E + F = (2k + 4) \cdot C - (k + 2)\,\Delta$$

und

$$R \cdot r = (5A + 4B + 3C + 2D + E) \cdot a = [(5k + 10) \cdot C + 10k \cdot \Delta] \cdot a,$$

setzen wir hierin

$$R = 2 \cdot 5{,}26 \text{ t} = +10{,}52 \text{ t}, \quad r = 3{,}5\,a \quad \text{und} \quad k = J_a : J_m = 0{,}346 : 0{,}267 = 1{,}30,$$

so wird

$$10{,}52 = 6{,}6\,C - 3{,}3\,\Delta, \quad \text{also} \quad C = \frac{10{,}52 + 3{,}3\,\Delta}{6{,}6} = 1{,}595 + 0{,}5\,\Delta$$

$$10{,}52 \cdot 3{,}50 = 16{,}5\,C + 13{,}0\,\Delta, \quad „ \quad C = \frac{36{,}82 - 13\,\Delta}{16{,}5} = 2{,}232 - 0{,}788\,\Delta$$

und hieraus

$$\Delta = \frac{2{,}232 - 1{,}595}{0{,}788 + 0{,}500} = 0{,}494 \text{ t}$$

$$C = 1{,}595 + 0{,}50 \cdot 0{,}494 = 1{,}842 \text{ t.}$$

Die Einsetzung dieser Werte in die obigen Gleichungen ergibt die Balkenlasten

$$A = (1{,}842 + 2 \cdot 0{,}494) \cdot 1{,}30 = 3{,}67 \text{ t}$$
$$B = 1{,}842 + 0{,}494 = 2{,}34 \text{ t}$$
$$C = \qquad = 1{,}84 \text{ t}$$
$$D = 1{,}842 - 0{,}494 = 1{,}35 \text{ t}$$
$$E = 1{,}842 - 2 \cdot 0{,}494 = 0{,}85 \text{ t}$$
$$F = (1{,}842 - 3 \cdot 0{,}494) \cdot 1{,}30 = 0{,}47 \text{ t.}$$

Man erhält endlich die aus Abb. 272 ersichtlichen Biegungsmomente in den Querträgern.

Werden nun die Größtwerte der für die ständige und die Verkehrslast berechneten Biegungsmomente aus Abb. 269, 270 u. 272 zusammengesetzt, so ergeben sich die Werte

$$_{\max} M_B = 2{,}88 + 5{,}51 = 8{,}39 \text{ tm} = 839\,000 \text{ kgcm}$$
$$_{\max} M_C = 4{,}62 + 8{,}60 = 13{,}22 \text{ tm} = 1\,322\,000 \text{ kgcm,}$$

nach denen die Bemessung der Eiseneinlagen zu erfolgen hat.

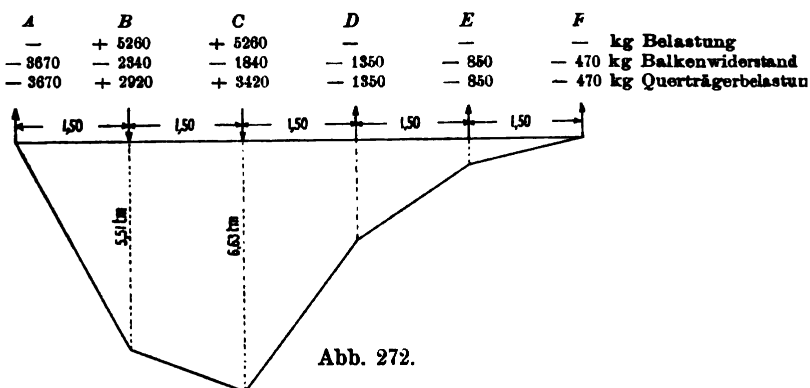


Abb. 272.

Hierzu sei bemerkt, daß die Biegungsmomente in den Querträgern stets etwas geringer sein werden als bei der vorstehenden Berechnungsweise, da die Querträger unter ihrer Belastung ebenfalls elastische Formänderungen erleiden, durch welche ihre Beanspruchung, besonders bei sehr breiten Brücken, vermindert wird. Es empfiehlt sich jedoch, die so gefundenen Werte der Dimensionierung zugrunde zu legen, um eine möglichst gleichmäßige Lastverteilung anzustreben und damit den ganzen Überbau vor Rissebildung infolge einseitiger Überlastung zu behüten.

VIII. Die inneren Spannungen der Balkenbrücken.

Betreffs der inneren Spannungen der Eisenbetonbauwerke kann allgemein gesagt werden, daß wir erst durch die Versuche, wie sie z. B. der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ in großartigem Maße begonnen hat, eine klare Vorstellung von der Wirkung der inneren Kräfte zu erhalten hoffen. Zunächst müssen alle bisherigen Berechnungsverfahren als oft ziemlich rohe Maßstabsrechnungen angesehen werden, welche die rasch fortschreitende Praxis in Ermanglung schärferer Methoden und im Bestreben nach möglichster Einfachheit ausgebildet hat. Ein ausführliches Bild über den gegenwärtigen Stand unseres Wissens auf diesem Gebiete ist in Band I dieses Werkes gegeben, so daß uns hier nur die Aufgabe verbleibt, auf einige für Balkenbrücken besonders wichtige Punkte hinzuweisen. Eine möglichst kurze Behandlung des Stoffes an dieser Stelle ist umsomehr begründet, als die Berechnungsweise in den einzelnen Staaten durch behördliche Vorschriften vollständig festgelegt ist, wie z. B.

in Preußen durch die „Bestimmungen des Königlich Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907“, welche auch auf die Ingenieurbauten sinngemäße Anwendung finden,

in **Österreich** durch die „Österreichischen Regierungsvorschriften, betreffend Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Eisenbeton bei Straßenbrücken, November 1907“.

Die erste verdienstvolle Grundlage, welche heute noch überall dort allgemein maßgebend ist, wo keine besonderen behördlichen Bestimmungen vorliegen, waren die „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, aufgestellt vom Verband der Architekten- und Ingenieur-Vereine und dem Deutschen Betonverein im Jahre 1904“.

Der eine für die Balkenbrücken besonders erwähnenswerte Punkt ist die **Berücksichtigung der Druckspannungen im Stege der Hauptbalken**. Die Höhe der Balken wird oft, und zwar hauptsächlich bei größeren Stützweiten dadurch bestimmt, daß die Druckspannungen einen vorgeschriebenen Wert, z. B. $\sigma_b = 40$ kg/cm² nicht überschreiten sollen. In den oben angeführten Leitsätzen und Bestimmungen wird aber nur die Platte als Druckgurt in die Rechnung eingeführt. Da jedoch bei Balkenbrücken die Nullinie fast stets außerhalb der Platte liegt, bringt die Berücksichtigung der Druckspannungen im Steg den Vorteil einer wesentlichen Verminderung des rechnerischen Spannungswertes σ_b.

1. **Fall.** **Beim einfach armierten Balken** (Abb. 273) kann der Druckgurt als Differenz der beiden Flächen $F_1 = bx$ und $F_2 = (b - b_0)\,(x - d)$ aufgefaßt werden, dem entsprechend auch die Druckkraft

$$D = D_1 - D_2,$$

wobei

$$D_1 = \frac{1}{2}\,\sigma_b\,(bx) \text{ und}$$

$$D_2 = \frac{1}{2}\,\sigma_b'\,(b - b_0)\,(x - d)$$

ist. Da sich

$$\sigma_b' = \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x}$$

ergibt, wird

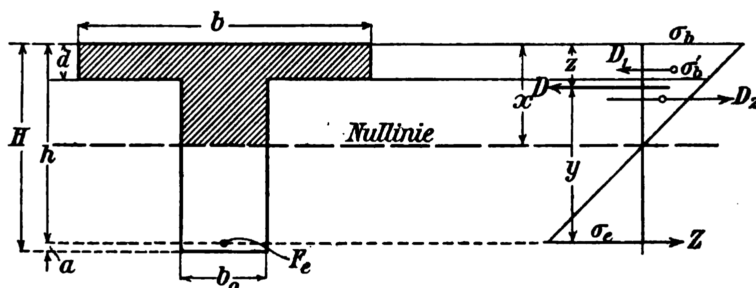


Abb. 273.

$$D_2 = \frac{1}{2}\,\sigma_b \cdot (b - b_0) \cdot \frac{(x - d)^2}{x}.$$

Ferner ist

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x}$$

und die Zugkraft
$$Z = F_e \cdot \sigma_e = n \cdot F_e \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x}.$$

Aus der Bedingung $D = Z$ ergibt sich sodann

$$x = -\frac{d\,(b - b_0) + n\,F_e}{b_0} + \sqrt{\left(\frac{d\,(b - b_0) + n\,F_e}{b_0}\right)^2 + \frac{2\,n\,F_e\,h + d^2\,(b - b_0)}{b_0}} \qquad (1)$$

Der Abstand z von der Plattenoberkante, in welchem die resultierende Druckkraft $D = D_1 - D_2$ angreift, bestimmt sich aus

$$D \cdot z = D_1 \cdot \frac{x}{3} - D_2\left(d + \frac{x - d}{3}\right)$$

zu

$$z = \frac{b x^2 - \dfrac{(x - d)^2}{x}\,(b - b_0)\,(2\,d + x)}{3\left(b\,x - \dfrac{(x - d)^2}{x}\,(b - b_0)\right)} \quad \ldots\ldots\ (2)$$

Dann erhält man die Spannungswerte

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot y} = \frac{M}{F_e (h - z)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

und

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n (h - x)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

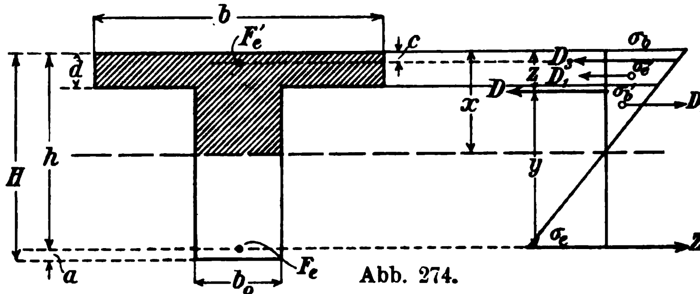


Abb. 274.

2. Fall. Beim doppelt armierten Balken tritt nach Abb. 274 noch die von den oberen Eiseneinlagen aufzunehmende Druckkraft D_3 hinzu, so daß

$$D = D_1 - D_2 + D_3,$$

wobei

$$D_3 = F_e' \cdot \sigma_e = F_e' n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - c}{x}$$

ist. In derselben Weise, wie beim 1. Fall, erhält man sodann

$$x = -\frac{d (b - b_0) + n (F_e + F_e')}{b_0} + \sqrt{\left[\frac{d (b - b_0) + n (F_e + F_e')}{b_0}\right]^2 + \frac{2 n (F_e h + F_e' c) + d^2 (b - b_0)}{b_0}} \quad (5)$$

und aus

$$D \cdot z = D_1 \cdot \frac{x}{3} - D_2 \cdot \left(d + \frac{x - d}{3}\right) + D_3 \cdot c$$

$$z = \frac{\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \sigma_b b x^2 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \sigma_b (b - b_0) \frac{(x - d)^2}{x} (2 d + x) + \sigma_b \cdot n F_e \cdot \frac{x - c}{x} \cdot c}{\frac{1}{2} \sigma_b b x - \frac{1}{2} \cdot \sigma_b (b - b_0) \frac{(x - d)^2}{x} + \sigma_b n F_e \frac{x - c}{x}} \quad (6)$$

während sich σ_e und σ_b in genau derselben Form wie bei (3) und (4) ergeben.

Beispiel: Bei einer Straßenbrücke von 17,45 m Stützweite mit den Querschnittsmaßen $d = 15$ cm, $b = 150$ cm, $b_0 = 35$ cm, $h = 160$ cm sei ein Biegungsmoment von

$$M = 13\,950\,000 \text{ kgcm}$$

aufzunehmen. Als Eiseneinlagen wurden 14 Stück Rundeisen von 30 mm Durchmesser gewählt mit $F_e = 98{,}96$ cm². Man erhält dann nach (1)

$$x = -\frac{15 \cdot 115 + 15 \cdot 98{,}96}{35} + \sqrt{\left[\frac{15 \cdot 115 + 15 \cdot 98{,}96}{35}\right]^2 + \frac{2 \cdot 15 \cdot 160 \cdot 98{,}96 + 225 \cdot 115}{35}}$$

$$= 59 \text{ cm}$$

und nach (2)

$$z = \frac{150 \cdot 59^2 - \frac{44^2}{59} \cdot 115 \cdot 89}{3 \left(150 \cdot 59 - \frac{44^2}{59} \cdot 115\right)} = 12{,}2 \text{ cm.}$$

Da somit $y = 160 - 12{,}2 = 147{,}8$ cm wird, ergeben sich die Spannungen

$$\sigma_e = \frac{13\,950\,000}{147{,}8 \cdot 98{,}96} = 955 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 955 \cdot \frac{59}{15 (160 - 59)} = 37{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Würde man dagegen die Druckspannungen im Steg vernachlässigen, so erhielte man die Spannungen $\sigma_e = 925$ kg/cm² und $\sigma_b = 45{,}7$ kg/cm².

Als zweiter Punkt sei noch erwähnt, daß die in den „Leitsätzen“ und „Bestimmungen“ angegebene Formel zur Berechnung der schiefen Zugkräfte am Auflager

$$Z = \frac{(\tau - \tau_0)\, b \cdot l}{2 \cdot \sqrt{2}}$$

nur angenähert gilt, weil die Größtwerte der in irgend einem Flächenelemente auftretenden schiefen Hauptspannungen nicht mit Sicherheit angegeben werden können. Wird z. B. ein hoher Balken in geringer Entfernung vom Auflager mit sehr großen Einzellasten beansprucht, so daß das Biegungsmoment verhältnismäßig klein ist, so liefert diese Formel viel zu geringe Werte, die für die Ausführung nicht maßgebend sein dürfen. Eine reichliche Dimensionierung ist in solchen Fällen besonders deshalb zu empfehlen, weil hauptsächlich bei großen Stützweiten von Balkenbrücken die Scherspannungen viel sorgfältiger beachtet werden müssen als bei den meist weniger weit gespannten Konstruktionen im Hochbau. Grundlagen für genauere Berechnungen vermögen naturgemäß auch hier nur eingehende Versuche mit Plattenbalken zu geben.

G. Ausführung, Unterhaltung und Kosten der Balkenbrücken.

Da im II. Bande bereits eingehend der Baustoff und seine Bearbeitung, sowie auch in einem besonderen Kapitel f. die Schalung der Balkenbrücken behandelt worden ist, möge hier nur der Vollständigkeit halber auf einige besonders für die Balkenbrücken wichtige Fragen kurz eingegangen werden.

Mit Rücksicht darauf, daß im Vergleich zu den Hochbauten aus Eisenbeton die Brücken in der Regel dem öffentlichen Verkehr dienen und den Unbilden der Witterung, sowie starken Erschütterungen durch die Verkehrslasten ausgesetzt sind, muß auf ihre Ausführung eine erhöhte Sorgfalt verwendet werden. Während bei den eisernen Brücken selbst dann, wenn sich bei der Probebelastung noch Mängel zeigen sollten, eine Verstärkung des Tragwerks verhältnismäßig leicht möglich ist, scheint dieses bei einer Eisenbetonbrücke beinahe ausgeschlossen. Ein Brückenbau aus Eisenbeton sollte daher nur erfahrenen und vertrauenswürdigen Bauunternehmungen übertragen werden, die über einen gut geschulten Arbeiterstamm verfügen und schon durch ihren Ruf eine zuverlässigere Gewähr für eine einwandfreie Ausführung bieten als durch irgendwelche vertragliche Bindungen.

Da nach der Herstellung der Eisenbetonkörper eine Prüfung der einzelnen Teile des Bauwerks, wie sie bei eisernen Brücken z. B. durch Abklopfen der Niete usw. erfolgt, nicht mehr möglich ist, muß von dem entwerfenden und bauleitenden Ingenieur die Bauausführung sorgfältig überwacht werden. Um zu prüfen, ob die Ausführung allenthalben zeichnungs- und sachgemäß erfolgt, empfiehlt es sich, für die Abnahme folgende Bauzustände festzusetzen:

1. den Zeitpunkt nach Vollendung der Rüstung und Schalung
2. den Zeitpunkt, nachdem die Eisen vollständig verlegt sind.

Ein Zeitverlust für den Baufortschritt ist mit diesen notwendigen Sicherheitsmaßregeln kaum verbunden, da im Gegensatz zu den Hochbauten aus Eisenbeton das Betonieren sich in der Regel nicht in stetigem Fortschritt auf einen größeren Zeitraum erstreckt. sondern jeweilig ein Bauabschnitt, z. B. die Ausführung der Pfeiler oder die einer Öffnung, ununterbrochen in möglichst kurzer Zeit hergestellt werden muß.

a) Die Herstellung der Schalung und Rüstung ist im II. Band f, S. 172 bis 191 eingehend beschrieben, so daß hier zur Ergänzung nur einige Beispiele hinzugefügt werden. In Abb. 275 ist die Einrüstung des Gangsteges über die Schwarza in Payerbach bei Wien, ausgeführt von Ast u. Co., Wien, dargestellt, bei welchem auf



Abb. 275.

ein möglichst großes Durchflußprofil Gewicht gelegt wurde. Einzelheiten der Schalung von zwei Brücken am Bahnhof Lecco in Italien mit 8 bezw. 11 m Stützweite zeigen Abb. 276 bezw. 277, ausgeführt von Maciachini-Mailand, bei denen besonders auf die Stützung der Auskragung hingewiesen sein möge.

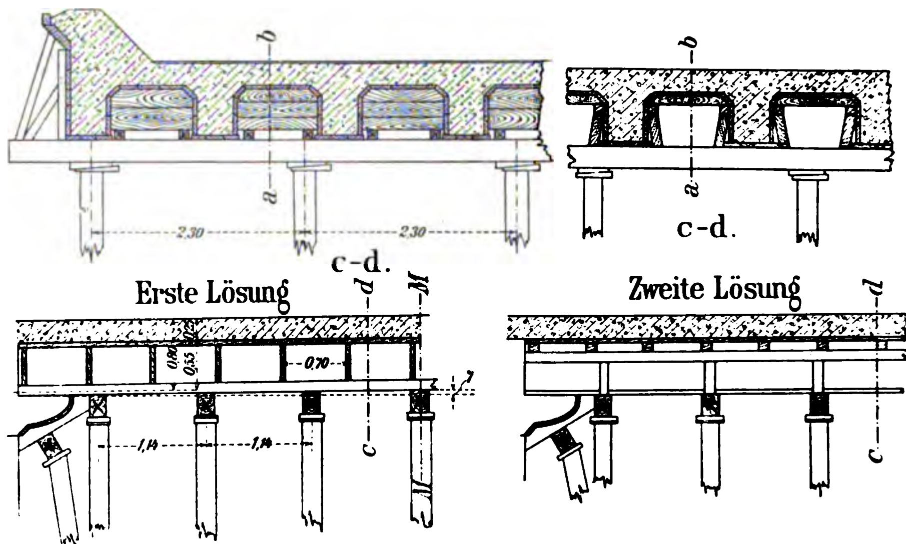


Abb. 276.

b) Betreffs der Ausführung der Eiseneinlagen vergl. II. Band d, S. 113 bis 120; hier seien nur noch die Punkte besonders erwähnt, welche für die Balkenbrücken hauptsächlich von Bedeutung sind.

Für die Verlegung der Hauptträgereisen kommen zwei Ausführungsarten in Betracht. Entweder werden die Eisen in der nach der im Hochbau üblichen Aus-

führungsart unmittelbar in den Schalkästen einzeln verlegt und daselbst verbunden, oder das Eisen wird außerhalb der Schalkästen montiert, wobei in der Regel zwei besondere obere Montageeisen verwendet werden, so daß das vollständig abgebundene Eisengerippe nach der Fertigstellung in die Schalkästen eingehängt werden kann. Während diese Montageart bei Hochbauten oft deswegen nicht angewendet wird, weil der Raum in dem geschlossenen Gebäude zu beengt ist, bietet die ebene Schalfläche der Brücken stets reichliche Bewegungsfreiheit. Dieses zweite Verfahren hat den Vorzug einer äußerst gewissenhaften Herstellung der Eiseneinlagen und bietet die Möglichkeit einer leichten Prüfung. Das erste Verfahren erfordert bei größeren Balkenhöhen ein Einsteigen in die Schalkästen, wozu eine Balkenbreite von mindestens 0,40 m erforderlich ist. Bei geringeren Breiten kann man sich dadurch helfen, daß eine der beiden seitlichen Wandungen des Balkens, ähnlich wie bei der bekannten Herstellung der Säulen, erst allmählich mit dem Fortschreiten der Betonierung geschlossen wird.

Ein weiterer wichtiger Punkt für die Balkenbrücken ist die Verbindung der Eisen, da man die Trageisen der Balken bei größeren Stützweiten häufig nur schwer in der zeichnungsgemäßen Länge vom Eisenwerk erhalten kann, was allerdings stets angestrebt werden sollte. Für die 17,45 m weit gespannte Weißeritzbrücke in Hainsberg sind z. B. von der Firma Dyckerhoff u. Widmann, A.-G., Dresden, ungestoßene Balkeneisen in einer Länge von rd. 18 m verwendet worden. Da jeder Stoß der Eiseneinlagen im Zuggurt naturgemäß eine schwache Stelle bildet, so muß man wenigstens die Stöße der einzelnen Stäbe so versetzen, daß sie nicht in ein und demselben Balkenquerschnitt zusammenfallen.

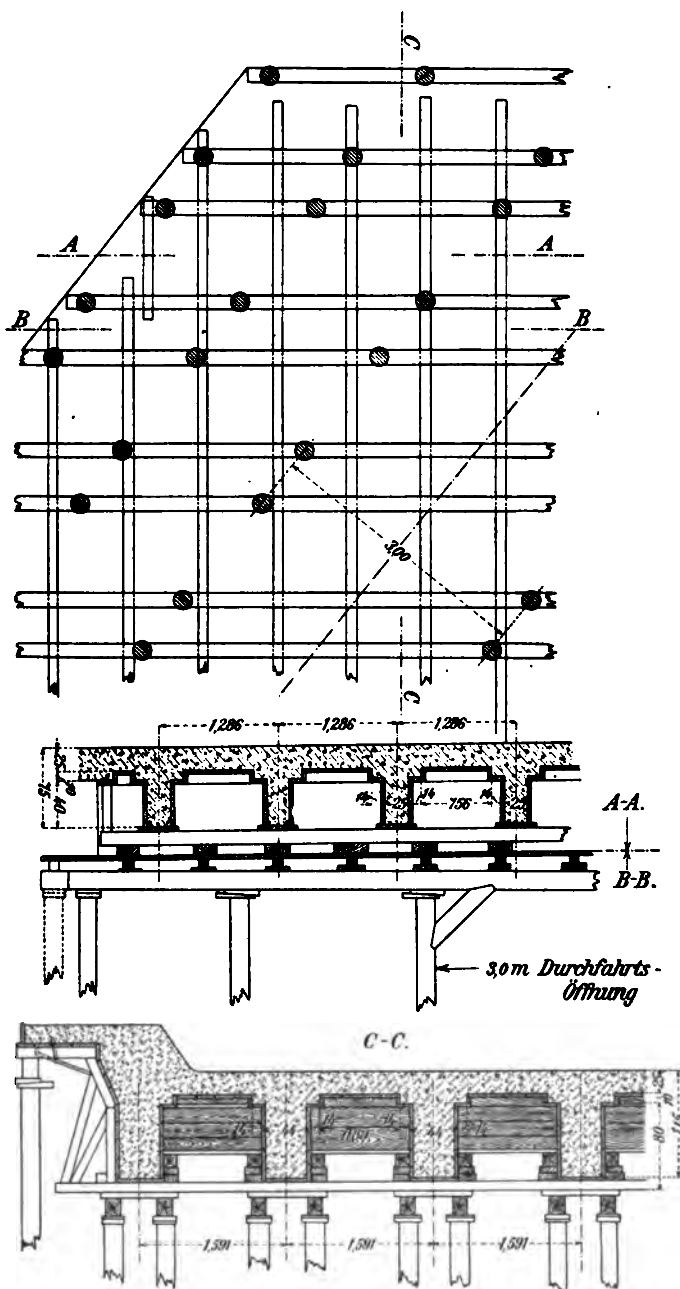


Abb. 277.

Die Verbindung zweier Eisenstäbe im Zuggurt bereitet erhebliche Schwierigkeiten. Zu einer befriedigenden Lösung dieser Aufgabe sind eingehende Versuche, z. B. von Professor Guidi-Turin, ausgeführt und auch vom Deutschen Ausschuß für Eisenbetonversuche weiter geplant. Die im II. Bande, S. 115 u. 116 angeführten Eisenverbindungen durch Übergreifen der Eisen auf eine Länge vom Dreißigfachen des Durchmessers, sowie durch Umschnürung, wie z. B. bei der Brücke über die Aisne bei Soissons (siehe daselbst Abb. 53 u. 54), ferner die Hakenausbildungen empfehlen sich nur für kleine und mittlere Eisendurchmesser. Abgesehen von der exzentrischen Kraftübertragung wird jedoch durch die Verdickung der Stoßstelle, die bei solchen Verbindungen notwendigerweise eintreten muß, der in der Regel schon äußerst knapp bemessene Zwischenraum der Balkeneisen noch mehr eingeengt und somit die ausreichende Umhüllung der Eisenstäbe mit Beton verhindert. Man versucht daher vielfach, die Verbindung hauptsächlich bei größeren Durchmessern durch Schweißen der Eisen herzustellen. Das für die Eiseneinlagen verwendete Material ist aber in der Regel nicht Schweißeisen, sondern Flußeisen, dessen Schweißung als eine wirkliche Handwerkskunst bezeichnet werden muß und nur von besonders erfahrenen Schmieden unter günstigen Verhältnissen mit einigermaßen sicherem Erfolg ausgeführt werden kann.

Es ist daher meist unmöglich, mit den auf der Baustelle oder in einer beliebigen Schmiede verfügbaren Mitteln und Arbeitskräften eine zuverlässige Schweißung herzustellen, und es liegt die Gefahr vor, daß solche Schweißstellen wegen der großen Länge und der Biegsamkeit der Stäbe während des wagerechten und Höhentransportes am Bauwerk wieder brechen.

Durch die verdienstvollen Versuche von Professor Guidi (siehe Beton u. Eisen 1907, Heft IV, S. 91) wird auf Grund der Ergebnisse von 52 Versuchen bestätigt, daß die Schweißung nur dann zu empfehlen ist, wenn sie völlig einwandfrei hergestellt wird. Eine Verdickung der Eisenenden vor dem Schweißen erhöht die Sicherheit. Die Schweißung im Azetylengebläse ist bei größeren Durchmessern nicht zu empfehlen, weil das Eisen zu plötzlich und zu wenig gleichmäßig erwärmt wird. Als bestes Mittel kann für Eisen von größeren Durchmessern eine Verbindung durch Schraubenmuttern angesehen werden. Der Schwächung des Querschnitts beim Anschneiden des Schraubengewindes läßt sich durch vorherige Verdickung des Eisens begegnen.

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Ausbildung der Endhaken, deren Bedeutung vor allem durch die Versuche von Professor Mörsch erwiesen ist (vergl. I. Band des Handbuches für Eisenbetonbau, S. 159 ff.).

Die einfachste Form der Endhaken bildet die rechtwinklige Abbiegung des Stabendes. Der Festsetzung der kleinsten Länge eines kalt zu biegenden Hakens, welche hauptsächlich vom Stabdurchmesser abhängt, bedarf es, um die Eisen in der richtigen Länge schneiden zu können. Eine zu große Bemessung der Länge des Hakens hat wenig Wert, weil derselbe sodann das entsprechende Biegungsmoment nicht aufzunehmen vermag. Da der theoretische Weg zur Lösung der Frage, welche kürzeste Hakenlänge zu empfehlen ist, mit Rücksicht auf die elastischen Eigenschaften des Eisens und des Betons sehr verwickelt erscheint, wurde von Dyckerhoff u. Widmann in Dresden versucht, in einfacher Weise durch Probieren auf der Biegemaschine die kürzeste ausführbare Hakenlänge von Eisenstäben verschiedenen Durchmessers zu bestimmen.

Es ergaben sich hierbei folgende Werte:

Durchmesser in mm . .	5	6	8	10	12	16	18	20	24	26	28	30
Hakenlänge in cm . . .	3	3	$3^1/_2$	4	5	6	7	$7^1/_2$	8	$8^1/_2$	9	$9^1/_2$
	5 cm					$7^1/_2$ cm			10 cm			

Für die Ausführung wurde daher festgesetzt, bei Durchmessern von

5 bis 12 mm eine Hakenlänge von 5 cm
16 „ 20 mm „ „ „ $7^1/_2$ cm
24 „ 30 mm „ „ „ 10 cm

anzunehmen. Diese Längen sind schon bei der Aufstellung der Ausführungszeichnungen und der Eisenlisten, welche für das Biegen der Eisen maßgebend sind, zu berücksichtigen.

Eine andere empfehlenswerte Hakenform mit halbkreisförmiger Umbiegung des Stabendes nach Abb. 278 wurde in der französischen Sektion des internationalen Verbandes der Materialprüfungen der Technik von Considère vorgeschlagen. Infolge der Anwendung dieser Hakenform war es bei den Versuchen Considères möglich, das Eisen bis zur Streckgrenze zu beanspruchen, wobei sich rechnerisch der drei- bis fünffache mittlere Gleitwiderstand gegenüber den Werten bei geraden Stäben ergab. Als günstige Ursache wirkt hierbei hauptsächlich der Leibungsdruck des gekrümmten Hakenteiles. Um die zulässige Beanspruchung des Betons nicht zu überschreiten, wird von Considère das Fünffache des Stabdurchmessers als Krümmungsdurchmesser empfohlen.

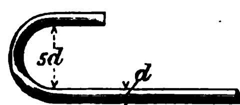


Abb. 278.

Endlich sei noch auf die Bedeutung hingewiesen, welche von den maßgebenden ausführenden Unternehmungen der verschiedensten Länder, und zwar bei Brückenbauten weit mehr als bei Hochbauten der Anordnung von Bügeln beigemessen wird. Wie die zahlreichen Beispiele des folgenden Abschnitts zeigen, kann man im wesentlichen zwei Gruppen von verschiedenen Anordnungen der Eiseneinlagen unterscheiden, und zwar die hängewerkartige Armierung nach der Art von Hennebique-Paris und Maciachini-Mailand und die Anordnung von abgebogenen Eisen, wie sie vor allem Wayss u. Freytag in Deutschland ausgebildet hat. Bei der hängewerkartigen Armierung bilden die Bügel einen unerläßlichen Teil des Tragwerks, während die Ansichten über die Bedeutung der Bügel bei der in Deutschland üblichen Anordnung noch nicht völlig geklärt sind. Für die Brücken kommen aber außer der ruhenden statischen Belastung auch starke dynamische Beanspruchungen, und zwar in viel höherem Maße als bei Hochbauten in Betracht. Es wird daher allgemein auf die Ausbildung der Bügel bei Brückenbauten besonderes Gewicht gelegt, um einen möglichst innigen Verbund von Beton und Eisen herzustellen.

Die Bügelformen sind je nach den Anführungsarten sehr mannigfaltig, da sie auch häufig für die Montierung des Eisengerippes zur Aufhängung der Trageisen verwendet werden. Eine der am meisten üblichen sogenannten M-förmigen Bügelausbildung, im Vergleich zu welcher man auch von U-, V- und W-förmigen Bügeln sprechen kann, zeigt der Querschnitt der Millstädter Landstraßenbrücke von 9,0 m Stützweite (Abb. 279), ausgeführt von Ratzmann in Klagenfurt.

c) Betreffs der Betonierungsarbeiten muß auf die im II. Bande angegebenen allgemeinen Grundsätze verwiesen werden. Da statisch einheitlich wirkende Teile, wie z. B. die Balken oder die Platte, in einem Zuge, d. h. ohne Unterbrechung betoniert werden müssen, so wird bei Brücken häufiger als im Hochbau die Einrichtung von

Nachtbetrieb mit hinreichend guter Beleuchtung erforderlich. Auch das Umbauen der Brücke mit einem heizbaren hölzernen Schuppen hat sich des öfteren bei Eintritt von Frostwetter als notwendiges Hilfsmittel erwiesen, um den Bau ohne Unterbrechung fertigstellen zu können.[1]) Als erforderliches Mindestalter beim Ausrüsten, das von den Wärme-, Feuchtigkeits- und örtlichen Verhältnissen wesentlich abhängt, sind beispielsweise nach den österreichischen Vorschriften sechs Wochen vorgeschrieben und für den Zeitpunkt der erstmaligen Belastung, z. B. durch die Probelast, mindestens acht Wochen.

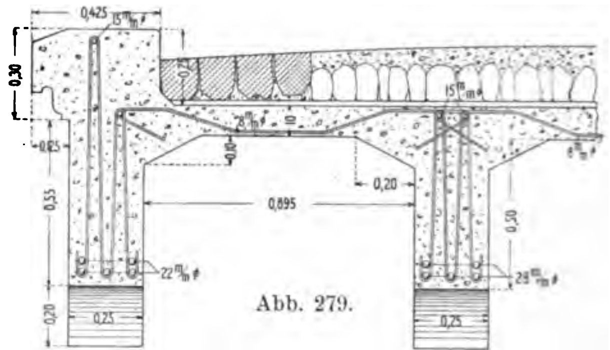


Abb. 279.

Wichtig für den guten Bestand der Brücken ist hauptsächlich auch die sorgfältige Behandlung der Außenflächen, welche den Einflüssen der Atmosphäre, den Rauchgasen usw. ausgesetzt sind. Ein dichtes Schließen der Poren des Betons durch Einschlämmen, einen Glattstrich oder Putz ist daher ein wesentliches Erfordernis. Betreffs der Ausführung der Ansichtsflächen mit sogenanntem Vorsatzbeton und der nachträglichen Bearbeitung aus architektonischen Gründen sei auf Band IV verwiesen.

d) Die Prüfung der Eisenbetonbrücken kann sich ebenso wie die Belastungsproben der eisernen Brücken nur auf die Messung von Formänderungen erstrecken. Diese hängen jedoch hauptsächlich von der Spannungsverteilung und den elastischen Eigenschaften des verwendeten Baustoffs ab, über welche wir zur Zeit nur sehr geringe Kenntnis besitzen. Man kann nun zwar nach den üblichen Verfahren die Durchbiegungen oder Dehnungen unter gewissen Annahmen berechnen. Wegen der vielfachen inneren statischen Unbestimmtheit und der eben erwähnten Ursachen ist aber nur selten eine Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten Werte mit Sicherheit zu erwarten. Nur durch eine sehr sorgfältige Vorbereitung und Ausführung der Beobachtungen, sowie auch durch Berücksichtigung der Widerlagerveränderungen während des Belastungsversuchs können einigermaßen befriedigende Ergebnisse erzielt werden.

Schon bei eisernen Brücken bietet z. B. die Messung von Durchbiegungen häufig keinen unbedingten Maßstab für die Sicherheit des Bauwerks, da ein einzelner fehlerhafter Stab wohl den Bruch des Trägers veranlassen kann, nicht aber das Ergebnis der Messungen in Anbetracht der großen Anzahl von mitwirkenden Einzelteilen nennenswert zu beeinflussen vermag. Bedeutend unzuverlässiger ist naturgemäß das Ergebnis einer Prüfung bei Eisenbetonbrücken, umsomehr als sich die Wirkung z. B. der einzelnen Eiseneinlagen der genauen Untersuchung völlig entzieht.

Daß in gewissen besonderen Fällen eine befriedigende Übereinstimmung der berechneten und beobachteten Werte erreicht werden kann, ist vom Verfasser gelegentlich einer bis zum Bruch geführten Belastungsprobe einer Versuchsbrücke von 10,55 m Stützweite unter Verwendung von 28 Meßapparaten erwiesen worden.[2])

Bisher sind an ausgeführten Brücken in der Regel nur die Durchbiegungen in der Trägermitte gemessen worden. Das mindeste wäre allerdings, daß man, um einen richtigen Wert der Durchbiegungen zu erhalten, auch die oftmals sehr erheblichen

[1]) Vergl. die Nonnenbrücke in Bamberg, Deutsche Bauzeitung 1905, Mitteilungen Nr. 1.
[2]) Vergl. D. Bztg. 1904, Mitteilungen Nr. 9.

Setzungen der Widerlager messen würde. Bei statisch unbestimmten Grundformen wäre weiterhin auch eine genaue Festsetzung der Biegelinie erwünscht, was durch die Messung von Durchbiegungen an einer größeren Anzahl, also von 5 bis 7 Punkten des Trägers, erfolgen könnte. Um ein völlig klares Bild der Formänderung zu erhalten, wird aber auch die Beobachtung der wagerechten Widerlagerbewegungen erforderlich, wodurch sich allerdings, wie bei dem oben erwähnten Versuch, eine beträchtliche Zahl von Meßstellen ergibt.

Vom Brückenbaubureau der Königlich Sächsischen Staatseisenbahnen werden seit einer Reihe von Jahren an Eisenbetonbrücken auch Messungen von Dehnungen vorgenommen. Dabei wurden die Meßapparate an eisernen Marken befestigt, welche bereits bei der Herstellung der Brücke einbetoniert worden sind.

e) Baukosten und Unterhaltung. Die Baukosten der Eisenbetonbrücken lassen sich sehr schwer allgemein angeben, da sie von den Belastungsannahmen, der Stützweite, Bauhöhe, Gründungsart und Bauweise, ferner von der Jahreszeit, den Materialpreisen, Anfuhrkosten und Arbeitslöhnen, den Rüstkosten, der mehr oder minder reichen Ausstattung u. dergl. abhängen. Beispielsweise schwanken die Angaben über Ausführungskosten von rd. 500 Brücken in der Veröffentlichung „Les ponts Hennebique, Paris 1906“ zwischen 27 und 140 Fr. für 1 m² Grundfläche.

Die Unterhaltungskosten für Eisenbetonbrücken werden im Vergleich zu hölzernen und eisernen Brücken in der Regel als äußerst niedrig angenommen oder überhaupt völlig unberücksichtigt gelassen. Über die wirkliche Größe solcher Kosten fehlen bei dem geringen Alter der Eisenbetonbrücken zur Zeit noch genügende Erfahrungen.

Immerhin ist zu betonen, daß gewisse Unterhaltungsmaßnahmen, zum mindesten öftere Durchsichten doch notwendig sind, schon aus dem Grunde, weil es sich um ein dem öffentlichen Verkehr dienendes Bauwerk handelt. Es sind daher die Brücken nach gewissen Zeiträumen regelmäßig, außerdem aber jedenfalls nach Eintritt besonderer Ereignisse, welche die Brücke außergewöhnlich beanspruchen, wie z. B. Hochwasser, starke Überlastungen durch ungewöhnlich schwere Fahrzeuge, zu untersuchen, etwa entstandene Beschädigungen der Oberflächen im Brückenbuch aufzuzeichnen und sodann sorgfältig auszubessern. Besonders eingehenden regelmäßigen Untersuchungen müssen natürlich die Bauwerke unterzogen werden, die den Einwirkungen von säurehaltigen Gasen, den Rauchgasen der Lokomotiven u. dergl. ausgesetzt sind.[1])

[1]) Vergl. auch Labes, Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, Nr. 52, S. 327 bis 333.

H. Beschreibung ausgeführter Brücken.

In der Übersicht VII des Abschnittes D, S. 282 bis 287 sind die Grundgrößen einer Reihe meist noch nicht veröffentlichter Brücken zusammengestellt, aus denen die üblichen Mittelwerte der Grundmaße und Grundverhältnisse für die verschiedenen Grundformen von Balkenbrücken und Überdeckungen ermittelt und in Übersicht VIII, S. 288 u. 289 eingetragen wurden.

In diesem Abschnitt soll nun die Beschreibung einer Anzahl dieser und anderer bemerkenswerter Beispiele an der Hand der Abbildungen folgen, wobei besonders auf die jeweiligen eigenartigen Grundbedingungen der dem entwerfenden Ingenieur gestellten Aufgabe und auf Sonderheiten ihrer Lösung hingewiesen werden wird.

I. Einfache Träger.

Nr. 1.

Die Überdeckung des Posttunnels auf dem Hauptbahnhof in Leipzig im Baubereich der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung wurde unter deren Aufsicht von der Firma Max Pommer, Leipzig bearbeitet und ausgeführt.

Der rd. 125 m lange und im lichten 4,0 m breite Tunnel führt unter einer Anzahl von Eisenbahngleisen mit Weichen, ferner unter Laderampen, Güterschuppen und Straßen hinweg, so daß die verschiedenartigsten Belastungen durch Fahrzeuge, Menschengedränge, Gebäudemauern und Überschüttungen aufzunehmen sind. Zur Vereinfachung der Schalung wurde die Plattenstärke durchgängig gleich groß zu 0,17 m gewählt und auch die Höhe der Unterzüge überall mit 0,45 m in der Balkenmitte und 0,41 m an den Auflagern beibehalten, so daß sich für die Oberfläche der Eisenbetontafel ein Quergefälle von rd. 1 : 50 und als Schlankheit der Balken $l:h = 9,8$ ergab. Auch die Balkenbreite wurde durchgängig gleich groß, und zwar zu $b_0 = 0,30$ m angenommen und für die Balkenunterkante allenthalben die Ordinate 108,00 bezw. 108,50 gewählt, damit die Schalkästen für die Balken in einfachster Weise verlegt und wieder verwendet werden konnten. Dagegen wurden, den verschiedenen Belastungsarten entsprechend, die Eiseneinlagen verschieden stark bemessen und die Balken in Abständen von 1,30 bis 1,80 m wechselnd angeordnet.

Besonders eigenartig ist die Verwertung der Gründungsmauern der Gebäude und Laderampen als überstehende Tragrippen für die Deckenplatten. An den mit II bis VI bezeichneten Stellen der Abb. 280 ergibt sich für diese Träger von Unterkante der Platte bis zur Geländeordinate eine nutzbare Höhe von 0,76 m. Bemerkt sei noch, daß die Unterzüge völlig ohne Rücksicht auf die oben überstehenden Träger angeordnet sind. In Abständen von

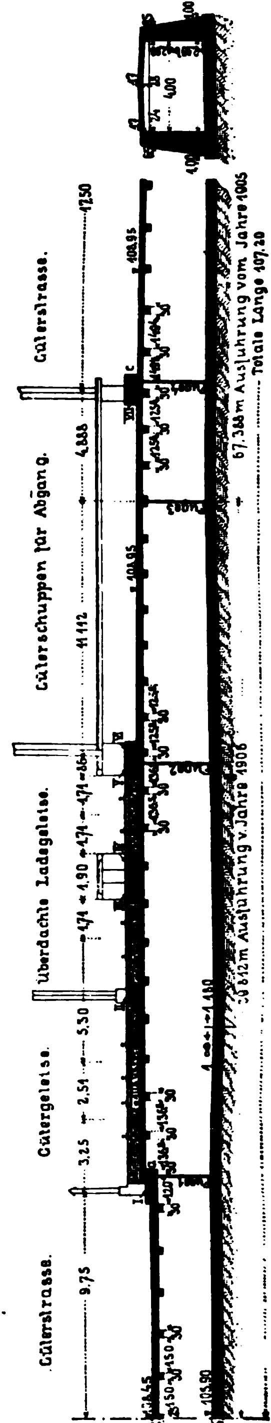


Abb. 280. Posttunnel auf dem Hauptbahnhof in Leipzig.

15 bis 20 m sind Trennungsfugen vorgesehen, welche jeweilig so gewählt wurden, daß sie verschieden belastete Teile voneinander trennen.

Bei der Bemessung der Eiseneinlagen mußte wegen der verschiedenartigen Belastungen vor allem auf die Wirkung der Querkräfte Rücksicht genommen werden, die für die verschiedenen Fahrzeuge (auf graphischem Wege) bestimmt wurden. Zur Aufnahme der Schubspannungen sind zahlreiche, nach oben abgebogene Eisen mit kräftigen Endhaken und Flacheisenbügel angeordnet. Die Balken wurden als frei gelagert berechnet, die Platten für ein Moment $\frac{p\,l^2}{10}$ in der Mitte bemessen.

In der Übersicht VII, S. 282 sind unter Nr. 1 die Grundmaße dieser Überdeckung für den Teil unter der Güterstraße zusammengestellt.

Betreffs der Lagerung sei noch auf die Lagerfugenbreite von 0,40 m hingewiesen, die dem kleinsten üblichen Maß $e = 0{,}20$ m entspricht, und ferner darauf, daß die Platte bis zur Hinterkante der Widerlagermauern durchgeführt ist, wodurch zugleich ein Abschluß der senkrechten Lagerfuge erreicht und eine Vergrößerung der Stützweite vermieden wird (s. Abb. 281).

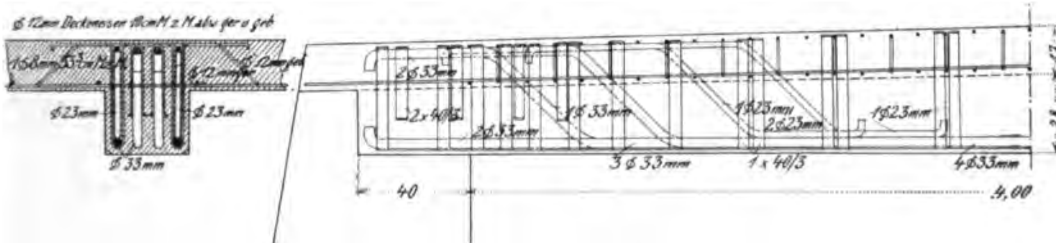


Abb. 281. Posttunnel auf dem Hauptbahnhof in Leipzig.

Nr. 2.

Die **Egarbrücke bei Oberdorf** in Württemberg, entworfen und ausgeführt von der Firma Luipold, Kottmann u. Co. in Basel, ist eine kleine Straßenbrücke von untergeordneter Bedeutung. Bemerkenswert ist nur, daß an Stelle einer Auskragung der Fußsteige je ein Randträger angeordnet ist (s. Abb. 282). Statt dieser wenig gebräuchlichen Konstruktion wendet man in der Regel eine Auskragung der Platte oder bei größeren Ausladungen wohl auch Konsolen an (vergl. Abschnitt B, S. 229), um an Widerlagerlänge zu sparen.

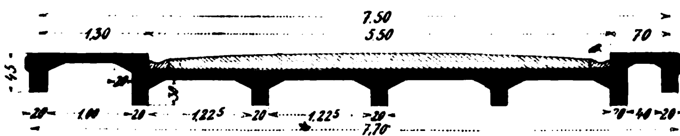


Abb. 282. Egarbrücke bei Oberdorf.

Die Grundgrößen sind der „Deutschen Bauzeitung“ 1903, S. 188 entnommen und entsprechen im allgemeinen den üblichen Mittelwerten.

Nr. 3.

Die **Zilligerbachbrücke in Wernigerode a. Harz**, welche von der Firma Mölders u. Co. in Hildesheim entworfen und ausgeführt wurde, weist im allgemeinen die Abmessungen auf, wie sie in der Übersicht VIII der üblichen Mittelwerte gefunden worden sind (s. Abb. 283).

Die Trägerhöhe konnte, da hinreichende Bauhöhe vorhanden war, reichlich bemessen werden, und zwar zu rd. $^1/_{10}$ der Stützweite. Die Brückentafel ist hier nicht

frei gelagert, sondern durch Eiseneinlagen starr mit den Betonwiderlagern verbunden, so daß eine teilweise Einspannung vorhanden ist. Die negativen Einspannungsmomente sind von den nacheinander unter 45° abgebogenen 4 Balkeneisen und den Eiseneinlagen des Widerlagers aufzunehmen.

Der Wirkung der Querkräfte ist durch die Eckversteifungen an den Balkenenden durch die nach dem Auflager zu enger liegenden Bügel und die abgebogenen Eisen Rechnung getragen. Lastverteilende Querträger sind dagegen nicht angeordnet.

Betreffs der Gruppierung der Balkeneisen im Querschnitt ist zu erwähnen, daß die hier gewählte Anordnung, bei welcher sich die Stäbe der oberen Lage über den Zwischenräumen der unteren Lage befinden, den Vorteil größter Raumausnutzung bietet. Dagegen wird das Umstampfen der Stütze wesentlich erleichtert, wenn man die oberen Eisen so legt, daß sie sich im Grundriß mit den unteren Eisen decken, was besonders bei großen Balkenhöhen in Betracht kommt. Die Bügel sind so angeordnet, daß sie jeweilig 5 Balkeneisen umfassen.

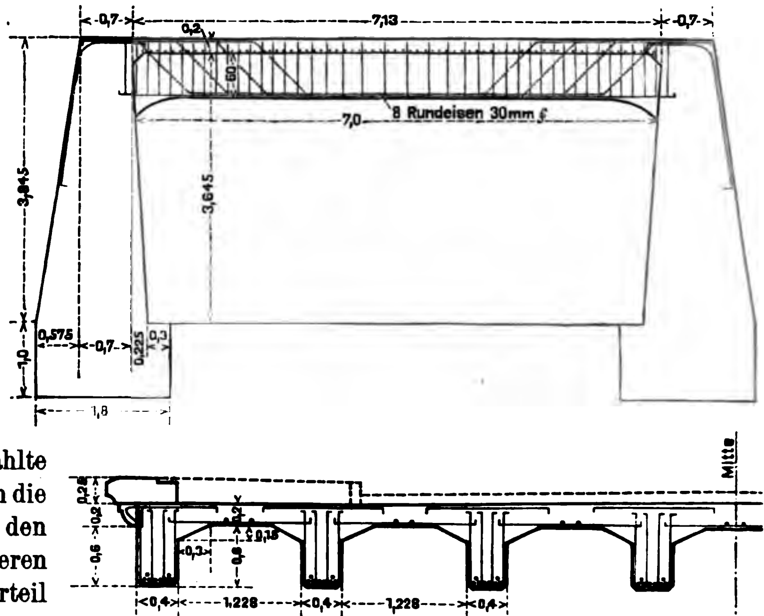


Abb. 283. Zilligerbachbrücke in Wernigerode.

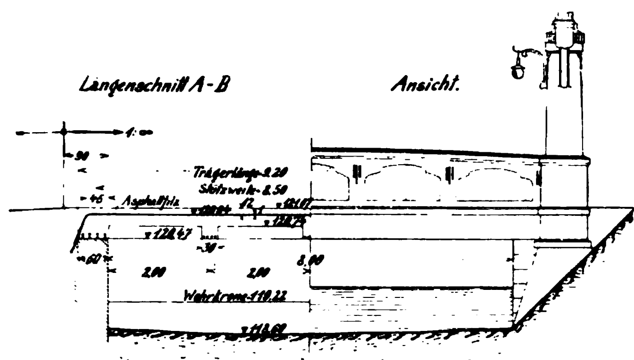
Die außergewöhnlich große Plattenstärke von 0,20 m und die sehr kräftigen Eckversteifungen zwischen Platte und Balken erhöhen zwar das Eisenbetongewicht beträchtlich, gewähren aber infolge der kräftigen Einspannung der Deckenplatten eine Ersparnis an Deckeneisen und bilden einen teilweisen Ersatz für die fehlenden lastverteilenden Querträger. Diese sind nur durch querlaufende 1,20 bis 1,40 m lange geradlinige Stäbe vertreten, die sich sehr leicht verlegen lassen, deren Lage jedoch durch Verteilungsstäbe gesichert werden möchte. Eine solche möglichste Verminderung der Eisen, für die man einen erhöhten Aufwand an Beton in Kauf nehmen muß, empfiehlt sich stets dann, wenn die Bezugspreise für Zement und besonders für Kiessand und Klarschlag ungewöhnlich niedrig sind. Die Abdeckplatten sind in besonderen Formen gestampft und sodann verlegt worden. Erwähnt sei noch, daß sämtliche scharfe Kanten durch Anordnung von Eckleisten in die Schalkästen abgeschrägt worden sind.

Nr. 4.

Die Lockwitzbachbrücke für eine Fabrikzufahrtstraße in Niedersedlitz bei Dresden wurde vom Brückenbaubureau der Königlich Sächsischen Staatseisenbahnen entworfen und von der Firma Max Pommer, Leipzig, unter der Aufsicht der Staatseisenbahnverwaltung ausgeführt.

Über den 8 m breiten Lockwitzbach sollte eine 8,7 m breite Zufahrtsbrücke als Ersatz für die beim Bau einer Staatsbahnunterführung abgebrochene Brücke errichtet

werden. Die Bauhöhe war äußerst beschränkt, da die Brückenunterkante durch ein unterhalb der Baustelle befindliches festes Wehr bestimmt und die längs des Baches laufende Staatsstraße stark abgesenkt worden war, so daß die Brückenoberkante möglichst tief liegen sollte. Für die Fahrbahnversteinung wurde Kleinpflaster von rd. 0,12 m Stärke verwendet, das unmittelbar auf die der Fahrbahnoberfläche entsprechend gekrümmte Betontafel in Zementmörtel verlegt wurde. Den seitlichen Abschluß bilden beiderseits rd. 30 cm breite, erhöhte Betonstreifen, die zur Sicherung der überstehenden Brüstungen gegen Anfahren von Fahrzeugen dienen und mit Winkeleisen gesäumt sind. Die erhöhte Gangbahn ist durch Auffüllen von Kies hergestellt und mit Klinkerplatten belegt. Die Bauhöhe von 0,60 m verminderte sich durch das notwendige Quergefälle noch um 6 cm. Die Balkenschlankheit betrug somit für die niedrigsten Balken $l:h = 21$. Schließlich wurde durch die Forderung, daß der Fußweg erforderlichen Falles später einmal auch auf die andere Brückenseite verlegt werden könne, auch die Ausnutzung der verfügbaren Höhe unter der erhöhten Gangbahn verhindert.



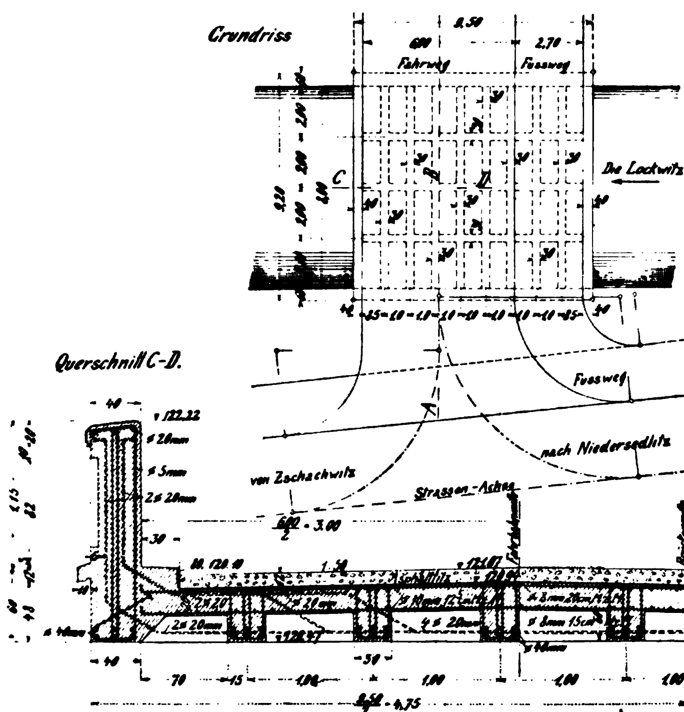


Abb. 284.
Lockwitzbachbrücke für eine Fabrikzufahrtsstraße in Niedersedlitz.

Um die Fahrbahntafel als möglichst steife Platte auszubilden, wurde die Stärke der Platte möglichst groß, und zwar mit 0,20 m, und der Balkenabstand möglichst klein, nämlich zu 1,0 m angenommen. Ferner werden die beiden als Brüstung dienenden Randträger durch die lastverteilenden Querträger zur Erhöhung der Fahrbahnsteifigkeit herangezogen, so daß die Platte als auf vier Seiten gestützt angesehen werden kann.

Da eine jedesmalige Abbiegung der Trageisen der Platte über den Balken infolge der großen Plattenstärke und des geringen Balkenabstandes unwirtschaftlich erschien, wurden die oberen und unteren Eisen der Platte geradlinig durchgeführt. Obere Eiseneinlagen in der Druckzone der Balken sind nicht vorhanden. Nur in den erhöhten Randträgern wurden einige obere Stäbe eingelegt, die nebenbei den Bandeisenbügeln einen sicheren

Halt beim Betonieren gewähren. Dabei wurde auf eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Eiseneinlagen in diesen der Sonnenbestrahlung besonders ausgesetzten Betonkörpern vor allem Gewicht gelegt. Die Eisen der lastverteilenden Querträger sind in den Randträgern eingespannt. In den Endquerträgern sind wie in dem Beispiele Nr. 9 zur gleichmäßigen Druckverteilung auf das Widerlager besondere Eisen eingelegt.

Bemerkenswert ist ferner die Ausbildung der Widerlager und der Abschluß der Fahrbahntafeln gegen das Erdreich. Durch den Fortfall des Kammermauerwerkes hinter den voll ausgebildeten Endquerträgern entgeht man der Schwierigkeit der Dichtung einer senkrechten Trennungsfuge. Nur auf eine Bewegung in der wagerechten Lagerfuge ist beim Aufbringen des Asphaltfilzbelages durch loses, dachziegelförmiges Überdecken Rücksicht zu nehmen. Im Fahrbahn-Querschnitt sei noch der Abschluß durch ein Winkeleisen als Kantenschutz eines 0,30 m breiten Betonstreifens erwähnt, durch welchen einer Beschädigung des Randträgers durch die Fahrzeuge vorgebeugt werden soll.

In der Ansicht wurde der hohe Randträger durch einen Sims in der Fahrbahnhöhe und durch felderartige Aussparungen, welche in dunklerem Vorlagemörtel ausgeführt sind, im oberen Teile architektonisch belebt. Ferner erhielt die Oberkante der Randträger eine schwache Krümmung, um ein leichteres Aussehen zu erzielen.

Bei Vollbelastung der Brücke übernehmen die Randträger ihrem größeren Trägheitsmoment entsprechend auch einen größeren Anteil des gesamten Biegungsmomentes, so daß vor allem die ihnen benachbarten besonders niedrigen Hauptbalken durch sie entlastet werden.

Bei Belastung mit einem 20 t schweren Kesselwagen in der Brückenachse und Menschengedränge muß man annehmen, daß eine Einsenkung des versteifenden Querträgers eintritt, welche aber wohl für die drei von dem Belastungsstreifen bedeckten Balken infolge der großen Steifigkeit der Fahrbahntafel gleich groß angenommen werden darf. Es kann daher mit einem Zusammenarbeiten von drei Balken gerechnet werden. Die Zulässigkeit dieser Annahme wurde durch Durchbiegungsmessungen bei der Brückenprüfung bestätigt, bei welcher auch Dehnungsmessungen an den Eiseneinlagen der Balken vorgenommen wurden mittels besonderer, gemeinsam mit diesen einbetonierter Marken.

Bemerkenswert ist noch der Wettbewerb mit einer eisernen Brücke. Bei den damaligen hohen Eisenpreisen wurde durch die Ausführung in Eisenbeton eine Ersparnis von 40 vH. gegenüber einer Ausführung in Eisen erzielt.

Nr. 5.

Die Lockwitzbachbrücke für die Zufahrtstraße zum Güterbahnhof der Sächsischen Staatsbahn in Niedersedlitz, berechnet und unter Aufsicht der Kgl. Sächs. Staatseisenbahnverwaltung ausgeführt von der Firma Max Pommer, Leipzig, ist ein geeignetes Beispiel um darzutun, wie man selbst bei den schwierigsten Grundriß- und Höhenverhältnissen doch durch die Ausführung in Eisenbeton eine noch verhältnismäßig einfache Konstruktion erhalten kann, während eine eiserne Brücke ungewöhnliche Schwierigkeiten bereiten würde. Diese Überlegenheit des Eisenbetons im vorliegenden Falle zeigt sich besonders in dem Preisunterschiede. Gegenüber einem allerdings sehr hohen Angebot für Eisenkonstruktion, ergab die Ausführung in Eisenbeton eine Ersparnis von 46 vH.

Infolge der Absenkung einer Staatsstraßen-Unterführung innerhalb von dicht bebautem, wertvollen Gelände, sowie infolge der Forderungen der Straßen- und Fluß-Polizeibehörde war die Grundriß- und Höhenlage der Brücke fest bestimmt. Sie lag

nicht nur in einer Krümmung der Straße, welche den Bach unter einem Winkel von rd. 36° schief kreuzt, sondern auch im Gefälle 1 : 50, wobei die Wölbung der Straßenoberfläche infolge der verschiedenen Querneigungen die Unregelmäßigkeit noch erhöhte. Als Versteinung wurde wie beim Beispiel Nr. 4 Kleinpflaster in Zementmörtel von 12 cm Gesamtstärke ange-

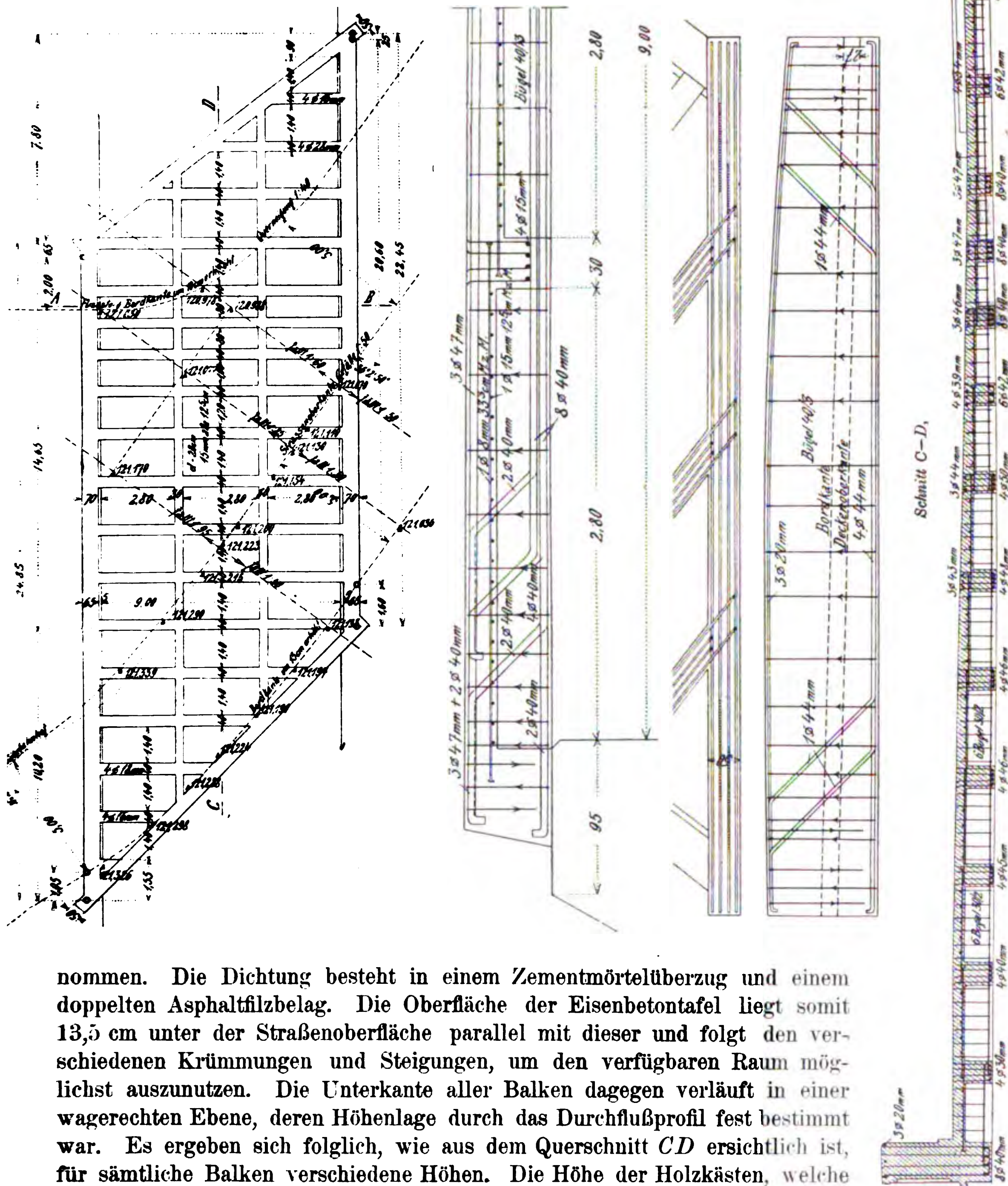


Abb. 285. Lockwitzbachbrücke für die Zufahrtsstraße zum Güterbahnhof Niedersedlitz.

nommen. Die Dichtung besteht in einem Zementmörtelüberzug und einem doppelten Asphaltfilzbelag. Die Oberfläche der Eisenbetontafel liegt somit 13,5 cm unter der Straßenoberfläche parallel mit dieser und folgt den verschiedenen Krümmungen und Steigungen, um den verfügbaren Raum möglichst auszunutzen. Die Unterkante aller Balken dagegen verläuft in einer wagerechten Ebene, deren Höhenlage durch das Durchflußprofil fest bestimmt war. Es ergeben sich folglich, wie aus dem Querschnitt *CD* ersichtlich ist, für sämtliche Balken verschiedene Höhen. Die Höhe der Holzkästen, welche

die Boden und Wandschalung der Balken bilden und auf der wagerechten Ebene des Standgerüstes lagen, wurde gruppenweise so bemessen, daß die geringste Plattenstärke in jeder Gruppe 0,20 m beträgt.

Um eine möglichst gleiche Armierung der durchgängig 0,40 m breiten Rippen zu erhalten, nahm man den Balkenabstand verschieden groß, und zwar zu 1,20 bis 1,80 m an, so daß die Balken dort am engsten liegen, wo das Schnittgerinne die Brückenmitte im Längsschnitt kreuzt. Für diese niedrigsten Balken ergibt sich die Schlankheit $l : h = 20{,}6$.

In der statischen Berechnung war der bei Brücken seltene Fall zu berücksichtigen, der hingegen für die Überdeckungen kennzeichnend ist, daß die Wagen nicht nur parallel zur Richtung der Balken fahren, sondern dieselben in einem beliebigen Winkel kreuzen können. Als ungünstigste Belastung wurde diejenige Stellung gefunden, bei welcher der Wagen mit dem einen Rad über der Balkenmitte, mit dem anderen Rad derselben Achse in der Feldmitte der Deckenplatte steht. Neben, vor und hinter dem 24 t schweren Wagen wurde sodann noch Menschengedränge mit $p = 420$ kg/m² angenommen.

Infolge der geringen Balkenhöhe waren zur Verminderung der Druckspannungen in den Balken 5 bis 10 obere Eisen in der Druckzone erforderlich. Besonderes Gewicht wurde auf den schief anschneidenden Anschluß der Balken Nr. 1 bis 4 und Nr. 15 bis 17 an die Randträger gelegt, welche hier vor allem zur Aufnahme der Auflagerdrücke dieser Balken dienen. Besonders diese Anschlüsse würden bei einer Eisenkonstruktion erhebliche Schwierigkeiten bereiten, während sie in Eisenbeton verhältnismäßig einfach sind. Die Ausführung in Eisen hätte übrigens den bleibenden und nicht unbedenklichen Nachteil gehabt, daß infolge der geringeren Steifigkeit und des geringen Eigengewichts ein Federn der Brücke zu erwarten gewesen wäre. Diese Schwingungen können sehr erhebliche und nicht berechenbare Spannungen hervorrufen und vor allem auf den Bestand der Nietverbindungen nachteilig wirken.

Zur Vergrößerung des Eigengewichts und zur Erhöhung der Steifigkeit der Eisenbetontafel ging man hier, ebenso wie im vorigen Beispiel, von der Erwägung aus, daß eine möglichst große Plattenstärke das Eigengewicht am wirksamsten erhöht, daß auch andererseits an Platteneisen gespart werden kann und auch die Schalungskosten etwas verringert werden. Da ferner die Platte als Druckgurt dient und die Druckspannungen mit abnehmender Bauhöhe sehr stark wachsen, empfiehlt es sich auch zur Verminderung der Druckspannungen, die Plattenhöhe möglichst groß zu wählen. Schließlich dient die Platte noch zur Lastübertragung, wenn nur ein einzelner Balken belastet wird, wobei in der Platte Scherspannungen hervorgerufen werden. In ähnlicher Weise wirken auch die lastverteilenden Querträger, durch welche außer dem belasteten Balken ein großer Teil der Nachbarbalken zur Mitarbeit herangezogen wird.

Nr. 6.

Die Montbrillantbrücke am Bahnhof Lausanne ist ein bemerkenswertes Beispiel der äußerst vorteilhaften Verwendung von Auskragungen in Eisenbeton, sowie der Anwendung von eisernen Kipplagern bei starken Straßensteigungen.

An Stelle der alten eisernen Brücke von 5 m Fahrbahnbreite sollte eine 10 m breite Eisenbetonbrücke über die sechs im Betrieb befindlichen Gleise hergestellt werden (Abb. 286). Um einen Abbruch und Wiederaufbau der vorhandenen 5,25 m breiten steinernen Pfeiler zwischen den Betriebsgleisen zu vermeiden, wurde auf den

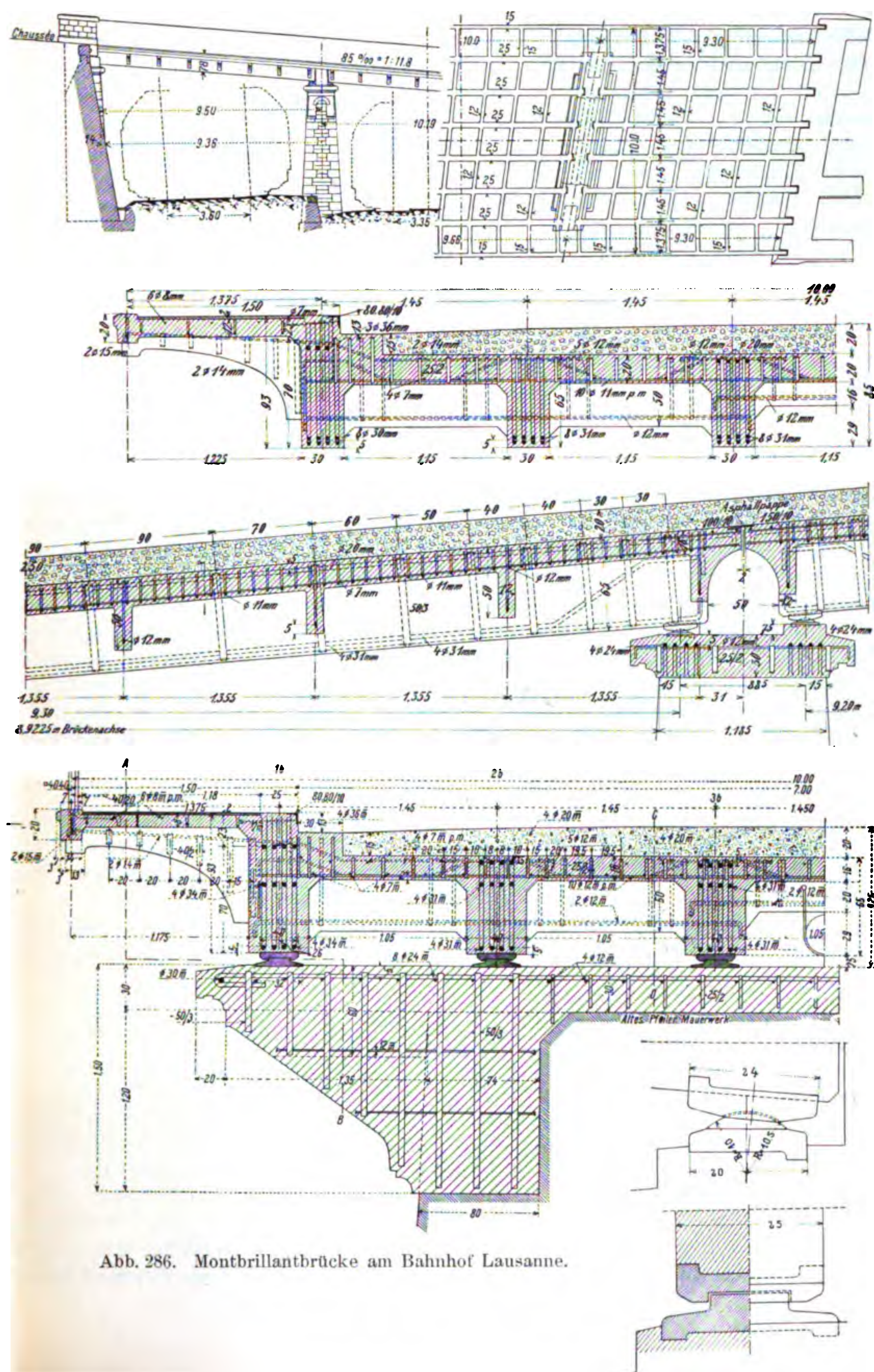


Abb. 286. Montbrillantbrücke am Bahnhof Lausanne.

Pfeilern mittels einer zweimaligen Auskragung die nahezu doppelt so breite Eisenbetontafel gelagert. Die erste Auskragung besteht in beiderseitigen 1,50 m hohen und 1,35 m weit ausladenden Konsolen, die 0,80 m in die Stirnseiten der Pfeiler einbinden. Sie sind durch eine mit kräftigen Zugankern versehene Platte verbunden, welche auf den Pfeilerköpfen ruht, und deren Oberfläche als Auflager für die Fahrbahnträger dient. Die zweite Auskragung unter den beiderseitigen, 1,50 m breiten Fußwegen wird von den Konsolen und der zwischen ihnen gespannten Platte gebildet. Die oberen Eisen dieser Kragträger sind in den Querträgern verankert. Ferner sei noch auf die zahlreichen senkrechten Flacheisenbügel hingewiesen, durch die besonders in den Pfeilerkonsolen im Verein mit wagerechten Verteilungsstäben ein sicherer Verband mit der Druckzone erzielt wird.

Die andere bemerkenswerte Neuerung bei dieser Brücke ist die Anwendung von eisernen Kipplagern. Da die Eisenbetontafel in gleicher Steigung wie die unter 8.5 vH. oder 1 : 11,8 steigende Straße liegt, mußte, um wagerechte Stützkräfte, welche die vorhandenen Pfeiler ungünstig beanspruchen würden, möglichst zu vermeiden, auf die Ausbildung von wagerechten Lagerfugen besonderes Gewicht gelegt werden. Durch die Anordnung von festen Kipplagern mit kugelförmigen Druckflächen, deren untere Platte wagerecht liegt, entstehen infolge der Eigenlast der Brücke und der senkrecht wirkenden Gewichte der Verkehrslasten nur senkrechte Stützkräfte. Dagegen werden bei der hier gewählten Anordnung einer geneigten Oberplatte in der Berührungsfläche derselben mit den Balken Schubkräfte hervorgerufen, welche zum Teil durch die Reibung dieser Flächen, zum Teil durch besondere Knaggen übertragen werden. Der Wärmewirkung ist ferner durch 2 cm weite, sorgfältig abgedeckte Trennungsfugen über den Pfeilermitten Rechnung getragen. Über den Pfeilern ladet die Platte aus und überspannt den Abstand der Endquerträger, so daß ein schmaler, leicht abzudeckender Fugenspalt entsteht, dabei aber doch die leichte Zugänglichkeit der Lager gewahrt bleibt. Bei größerer Stützweite dürfte es sich empfehlen, zur Vermeidung von Wärmespannungen das obere Lager am höher liegenden Trägerende nicht fest, sondern als Rollenlager auszubilden.

Die in der Längsrichtung ausladenden Endquerträger und die hohen versteifenden Querträger wirken einem Verdrehen der Balken entgegen und gewähren eine gleichmäßige Druckverteilung auf die Lager. Der geringe Abstand der Querträger war durch die ihre Verlängerung bildenden Konsolen bedingt.

Die sorgfältig ausgebildete Eisenarmierung zeigt im übrigen vollständig die Bauweise der Firma Hennebique. welcher dieses bemerkenswerte Beispiel zu danken ist.

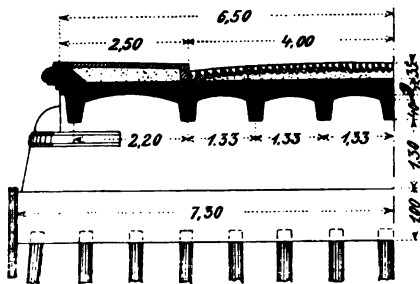


Abb. 287.
Steinbeckertorbrücke in Greifswald.

Nr. 7.

Die Steinbeckertorbrücke in Greifswald, ausgeführt im Jahre 1903 von der Firma „Comet“ in Stettin, weicht besonders bezüglich der Eiseneinlagen von den jetzt gebräuchlichen Ausführungsarten ab. Durch senkrechte Flacheisenanker, welche tief in die Widerlager eingreifen, ist eine teilweise Einspannung erzielt. Auffallend ist vor allem die jetzt nicht mehr gebräuchliche große Plattenstärke von 0,25 m (s. Abb. 287) gegenüber dem üblichen Mittel-

wert von 0,15 m. Die Grundgrößen sind der „Deutschen Bauzeitung“ 1905, Mitteilungen S. 49, entnommen. Die auf Pfahlrost gegründete Brücke überstand ohne bemerkbaren Schaden den Anprall einer außergewöhnlich starken Sturmflut, welche die Fahrbahntafel vollständig überströmte.

Nr. 8.

Die Johannesbrücke über die Holtemme in Wernigerode a. Harz, Entwurf und Ausführung von der Firma Mölders u. Co. in Hildesheim, ist in ihrer Abmessung dem Beispiel Nr. 3 sehr ähnlich.

Bemerkenswert ist besonders die Grundrißanordnung der Balken. Diese wurde bedingt durch die verschiedene lichte Breite der Straße, die an den beiden Widerlagern 13,85 und 15,0 m beträgt. Während bei einer Eisenkonstruktion durch die nicht

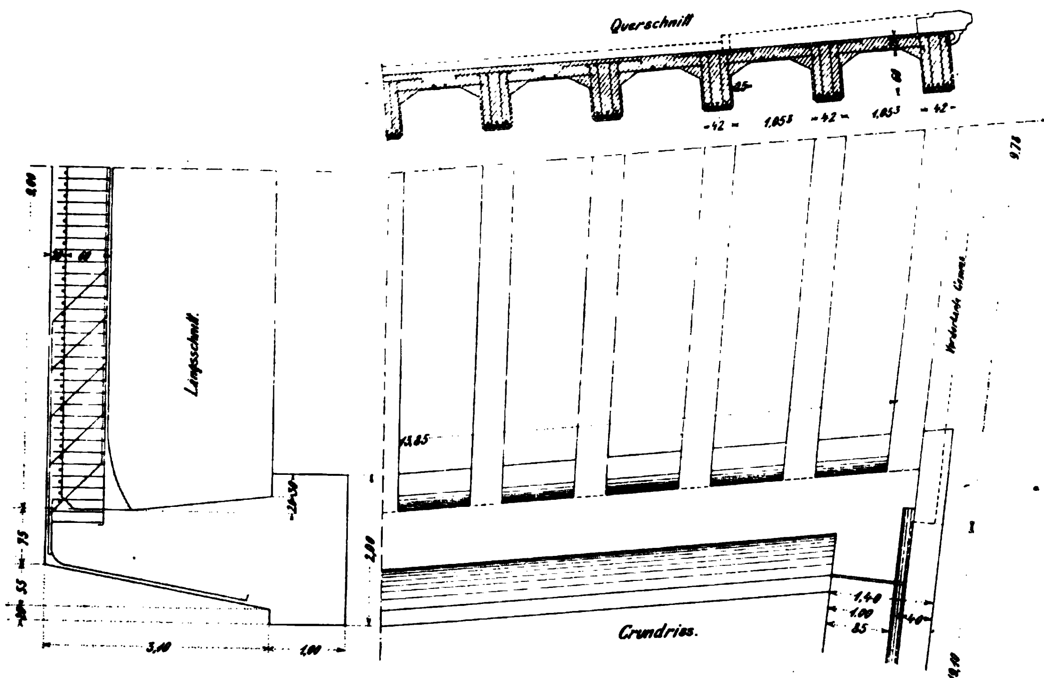


Abb. 288. Johannesbrücke über die Holtemme in Wernigerode a. Harz.

parallele Lage der Träger eine erhebliche Verteuerung eintreten würde, kommt diese Erschwernis bei der Ausführung in Eisenbeton kaum in Betracht.

Zu erwähnen sind ferner wie im Beispiel Nr. 3 wiederum die ungewöhnlich große Plattenstärke, die Eckversteifungen in den Plattenzwickeln, sowie die entsprechende, sparsame Verwendung von Platteneisen. Besonders stark sind dagegen die Eiseneinlagen der Balken, die eine Armierung $\varphi = 0,69$ vH. ergeben (vergl. S. 283). Bemerkt sei noch, daß hier ebenso wie bei Nr. 3 für die Fahrbahn nicht das übliche Längsgefälle, sondern ein Quergefälle angenommen ist, das durch eine beträchtliche Erhöhung der Plattenstärke in der Brückenachse erzielt wird. Es muß daher in diesem Falle das Wasser durch die Stirnen unmittelbar ins Freie geführt werden.

Nr. 9.

Die Eisenbahnunterführung in Ruppersdorf (Sachsen), Stat. 412 + 72 der Linie Zittau—Löbau stellt ein von der Firma Joh. Odorico in Dresden ausgeführtes

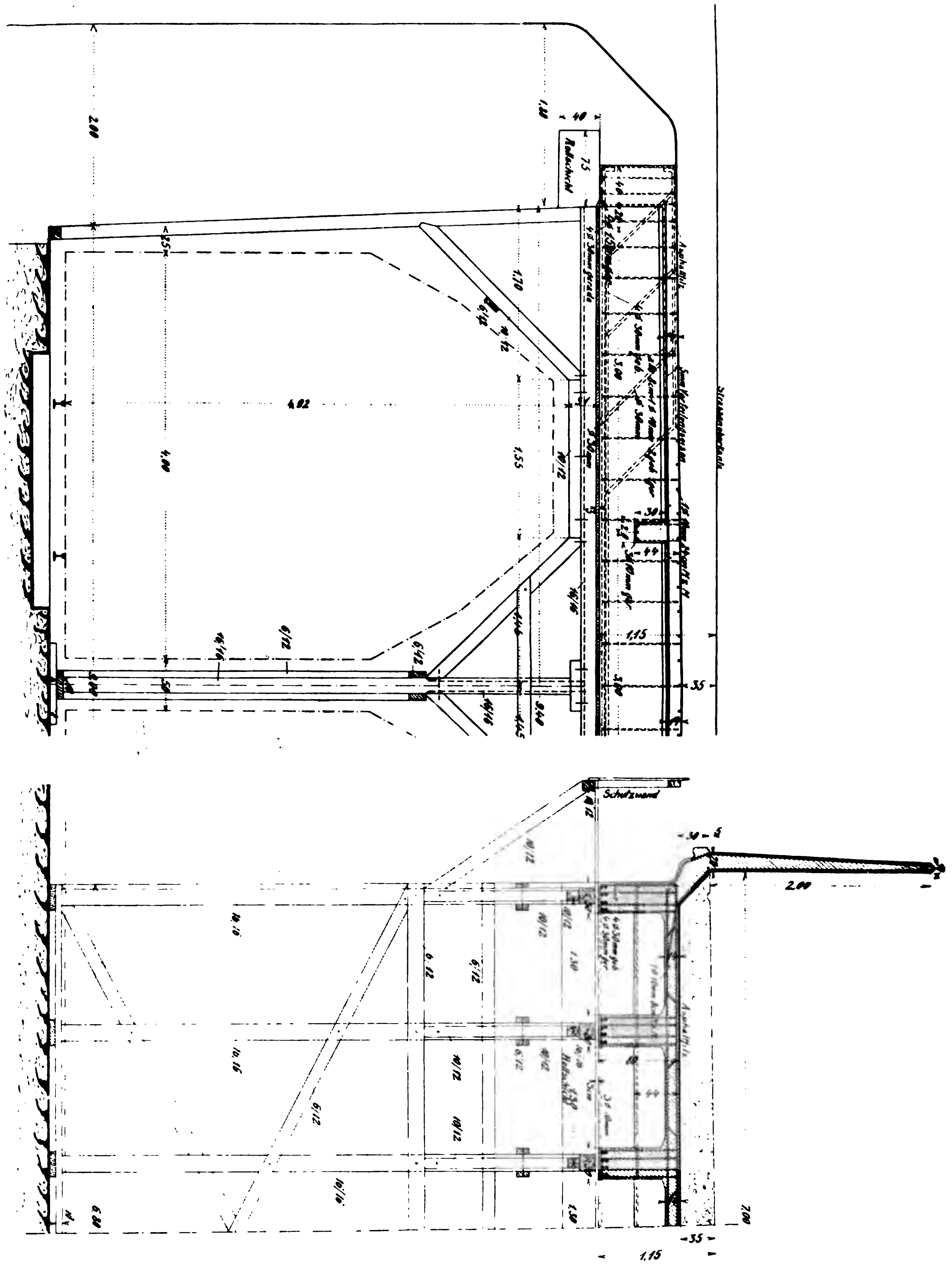


Abb. 289. Eisenbahnunterführung in Ruppersdorf (Sachsen).

Beispiel einer Eisenbeton-Fahrbahntafel dar, wie sie im Bereiche der Königlich Sächsischen Staatseisenbahn-Verwaltung und unter deren Aufsicht über Eisenbahngleise bereits mehrfach hergestellt worden ist (s. Abb. 289).

Im Längsschnitt ist die für zwei im Betriebe befindliche Gleise freizuhaltende Öffnung durch die Umgrenzung des Normalprofils des lichten Raumes dargestellt. Um die Rüstung zu erleichtern, wurden die Gleise so weit auseinander gezogen, daß in der Bahnachse ein Spielraum von 0,50 m entstand, während an den Außenseiten 0,25 m angenommen wurden. Es ergab sich somit als kleinste lichte Weite für die Überbrückung der beiden Betriebsgleise das Maß von rd. 9 m. Da hier die Vorderflächen der gemauerten Widerlager mit einem Anlauf von 0,20 m versehen wurden, um den Lagerdruckpunkt möglichst nach hinten zu verlegen, erhielt man für die Eisenbetontafel die lichte Weite von 9,40 m. Als lichte Höhe über Schienenoberkante war 4,90 m vorgeschrieben. Durch Rüstung und Schalung verlor man hier 0,31 m, also rd. $^1/_5$ der Bauhöhe. Im äußersten Falle ließe sich dieses Maß auf 0,15 m beschränken, und zwar dadurch, daß man die durchgehenden Unterzugshölzer $^{16}/_{16}$ nicht unter, sondern neben den Eisenbetonbalken anordnet.

Die aus dem Querschnitt ersichtlichen Abmessungen der Eisenbetontafel entsprechen vollständig den S. 288 u. 289 angeführten üblichen Mittelwerten. Bemerkenswert ist nur die reichliche Versteinungsstärke von 0,35 m, durch welche die tote Last wesentlich erhöht wird, ferner die Schutzwand aus Eisenbeton an Stelle eines Geländers, eine Vorkehrung gegen das Scheuwerden der Pferde infolge des Geräusches und Rauches der Lokomotiven. Da diese Schutzwand den Randträger stark belastet und da ferner keine Fußwege vorhanden sind, wurde von einer größeren Auskragung abgesehen. Zur Verankerung der Schutzwände, die auf Winddruck berechnet wurden, und zur Versteifung der Balken dienen außer den beiden Endquerträgern noch zwei mittlere, allerdings nur 0,44 m hohe lastverteilende Querträger.

Für die Bewegungsfreiheit der Lagerung in wagerechter Richtung und den Abschluß der Fahrbahntafel sind im Gegensatz zu Beispiel Nr. 11 keine besonderen Vorkehrungen getroffen. Die Endquerträger, welche eine gute Lagerung der Fahrbahntafel gewährleisten, sind noch mit besonderen lastverteilenden unteren Eisen versehen. Ferner wurde die Oberfläche der als Auflager dienenden Sandstein-Rollschicht an der Innenseite abgerundet, um eine zu hohe Kantenpressung bei der Durchbiegung zu vermeiden. Als Dichtungsmaterial ist ein doppelter Asphaltfilzbelag verwendet, der bis an die Rückflächen der Widerlager geführt ist. Zur Entwässerung wurde die Oberfläche der Fahrbahntafel nach den Widerlagern zu geneigt angenommen.

Nr. 10.

Die Fusebrücke in Peine (Entwurf und Ausführung von der Firma Mölders u. Co., Hildesheim) ist besonders bemerkenswert wegen der außerordentlich geringen Bauhöhe von 0,65 m (Abb. 290). Auch der Grundriß ist unregelmäßig infolge der schiefen Lage und der wachsenden Breite der Brückentafel.

Die Balkenhöhe beträgt für die Randbalken 0,55 m, für den mittleren Balken 0,60 m. Um die verfügbare Bauhöhe möglichst auszunutzen, erhielt die Oberfläche der Eisenbetontafel ähnliches Quergefälle wie die Straßenoberfläche. Die Schlankheit $l:h$ beträgt für die beiden Randträger 18,3 und 21,0.

Die bei der geringen Trägerhöhe erforderliche starke Rundeisenarmierung, welche die Werte $\varphi = 0,88$ bis 1 vH. (vergl. S. 283) ergibt, besteht bei den 5 verschiedenen langen Balken in je 9 bis 13 Rundeisen von 30 mm Durchmesser. Besonders sei

hervorgeboben, daß keine obere Armierung vorhanden ist. Um den Zugmittelpunkt möglichst tief zu legen, sind diese Stäbe ausnahmsweise in nur einer wagerechten Schicht angeordnet, wodurch sich die ungewöhnlich große Balkenbreite von 0,65 m

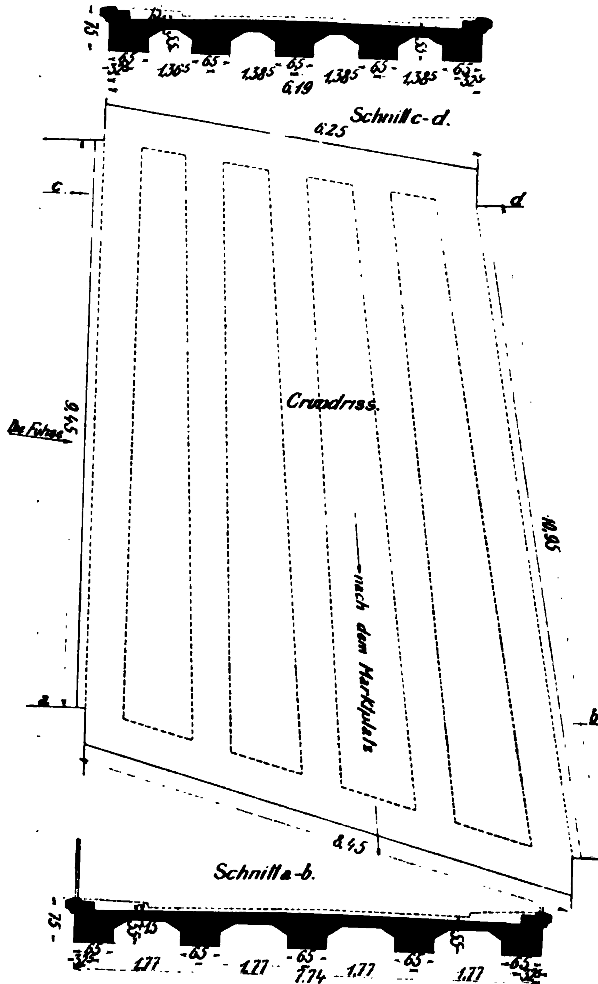
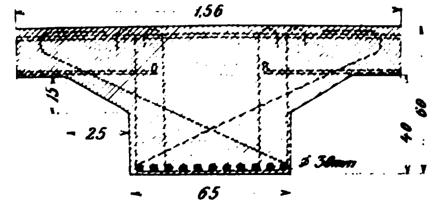


Abb. 290. Fusebrücke in Peine.



ergibt. Die kräftigen Ausfüllungen der Zwickel zwischen Balken und Platte bewirken eine starre Eckversteifung und eine außergewöhnlich feste Einspannung der Platten. Es konnten daher ihre Eiseneinlagen, wie bei den früheren Beispielen Nr. 3 und 8, auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Da bei Brücken mit sehr geringer Bauhöhe vor allem die Scherkräfte gefährlich werden können, wurde beim Entwurf auf die Ausbildung der Bügel besonderes Gewicht gelegt. Um eine möglichst innige Verbindung der Druck- und Zugschicht herzustellen, sind außer den üblichen senkrechten Bandeisenbügeln auch noch schräg nach den Zwickeln zu verlaufende Bügel eingelegt, welche die sämtlichen Stäbe eines Balkens umfassen und mit einer großen Umbiegung weit in die Druckschicht der Platte eingreifen. Auch die zugleich mit der Eisenbetontafel hergestellten ausladenden Abdeckplatten werden von diesen Bügeln durchdrungen. Bemerkt sei noch, daß hier von dem Mittel, die Steifigkeit der Eisenbetontafel durch lastverteilende Querträger zu erhöhen, nicht Gebrauch gemacht worden ist.

Im übrigen ist auf die Beispiele Nr. 3 und 5 zu verweisen, die eine ähnliche Ausbildung zeigen.

Nr. 11.

Die Eisenbahn-Unterführung bei Guttau (Sachsen), Stat. 96 + 30 der Linie Weißenberg—Ratibor (Abb. 291), im Bereiche und unter der Aufsicht der Kgl. Sächs. Staatseisenbahnverwaltung ausgeführt von der Firma Rud. Wolle, Leipzig, gleicht bis auf die fehlende Schutzwand fast vollständig dem Beispiel Nr. 6. (s. Abb. 289).

Da während des Baues die beiden unterführten Gleise noch nicht im Betriebe waren, konnte die Unterkante der Eisenbetontafel 4,90 m über Schienenoberkante angenommen

werden. Bemerkenswert ist die Ausfüllung der senkrechten Lagerfuge mit einer 4 cm starken getränkten Holzeinlage, wobei jedoch auch auf einen oberen wagerechten Abschluß gegen Eindringen von Wasser Gewicht zu legen ist. Betreffs der Eiseneinlagen ist

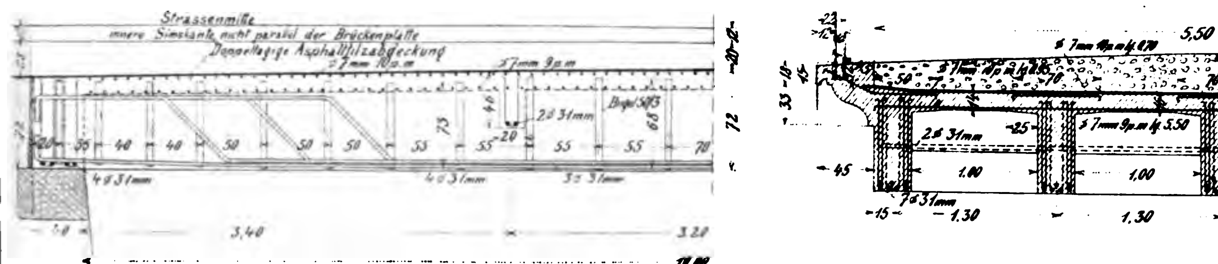


Abb. 291. Eisenbahn-Unterführung bei Guttau (Sachsen).

zu erwähnen, daß zur Erleichterung des Verlegens der Platteneisen das Abbiegen derselben vermieden worden ist und die abgebogenen Balkeneisen unterhalb derselben verlaufen. Durch diese tiefe Lage der Balkeneisen verzichtet man jedoch auf eine innigere Verankerung derselben in dem durch die Platte gebildeten Druckgurt. Ebenso wird durch die oberen kurzen Stäbe der Platte ein weniger fester Verbund erreicht als durch abgebogene Eisen.

Nr. 12.

Die Straßenbrücke bei Neustadt a. Aisch führt in einer Öffnung von 11 m Lichtweite über den Aischfluß und in 8 gleich großen Öffnungen über dessen Hochflutgebiet (Abb. 292). Die insgesamt 106 m lange Balkenbrücke wurde von der Firma Dyckerhoff u. Widmann, Nürnberg entworfen und ausgeführt.

Die nur 0,80 m breiten Pfeiler sind auf 4 m langen Pfählen gegründet. Über jedem Pfeiler ist im Balken eine senkrechte Trennungsfuge angeordnet, welche die Arbeitsabschnitte begrenzt und einen Spielraum für die Wärmewirkung bietet. Es sind somit die Träger jeder Öffnung als Balken auf 2 Stützen aufzufassen. Von einem durchlaufenden Balken wurde abgesehen, weil bei dem wenig sicheren Baugrund Senkungen der Stützen und daher unberechenbare Nebenspannungen nicht ausgeschlossen sind. Um jedoch einem zu weiten Öffnen der Trennungsfuge in der Eisenbetontafel vorzubeugen, wurden über jedem Pfeiler die benachbarten Balkenenden durch besondere Rundeisen verbunden und deren Beanspruchung infolge der Wärmeänderungen berücksichtigt. Ebenso wurden durch besondere senkrechte Eisen die Balkenenden mit dem Pfeiler verankert. Im allgemeinen ist jedoch bei schwierigen Gründungen eine klare, möglichst zentrische, freie Lagerung einer solchen statisch unbestimmbaren Einspannung vorzuziehen. Infolge der wagerechten und senkrechten Ankereisen nimmt dieses Bauwerk eine nicht klar zu bestimmende Zwischenstellung zwischen einem einfachen und einem durchlaufenden Balken ein.

Besonders hervorgehoben sei die sorgfältige Ausbildung der Endwiderlager, bei denen der Druckpunkt so weit nach hinten verlegt ist, daß eine möglichst zentrische Beanspruchung der Bodenfuge erreicht wird. Um eine möglichst hohe Standsicherheit des Widerlagers zu erreichen, wird die Vergrößerung der Stützweite gern in Kauf genommen. Auch die nach rückwärts ausladenden kurzen Flügel der Endwiderlager sind bemerkenswert.

Aus dem Längsschnitt ist ferner zu sehen, daß die Auflagerfuge in der Höhe der Hochwasser-Ordinate und die Balkenunterkante nur 0,22 m über derselben angenommen wurde.

Die Querschnittabmessungen stimmen mit den üblichen Grundmaßen S. 288 überein. Mit Rücksicht auf die nur 0,30 m breiten Balkenkasten wurden die Eisengerippe nur außerhalb montiert und eingehängt. Die Oberfläche der Eisenbetontafel läuft parallel mit der Straßenoberfläche, so daß sich eine gleichbleibende Versteinungsstärke von 0,18 m und ein kräftiges Quergefälle der mit 10 mm starken Asphaltfilzplatten gedichteten Betonoberfläche ergibt. Die Abführung des Oberflächenwassers erfolgt durch senkrechte kleine Röhren, welche vom Schnittgerinne durch die Auskragungen unmittelbar ins Freie führen.

Von den 6 unteren, 33 mm starken Gurtungseisen gehen die 3 Eisen der unteren Schicht auf die ganze Balkenlänge geradlinig durch, die

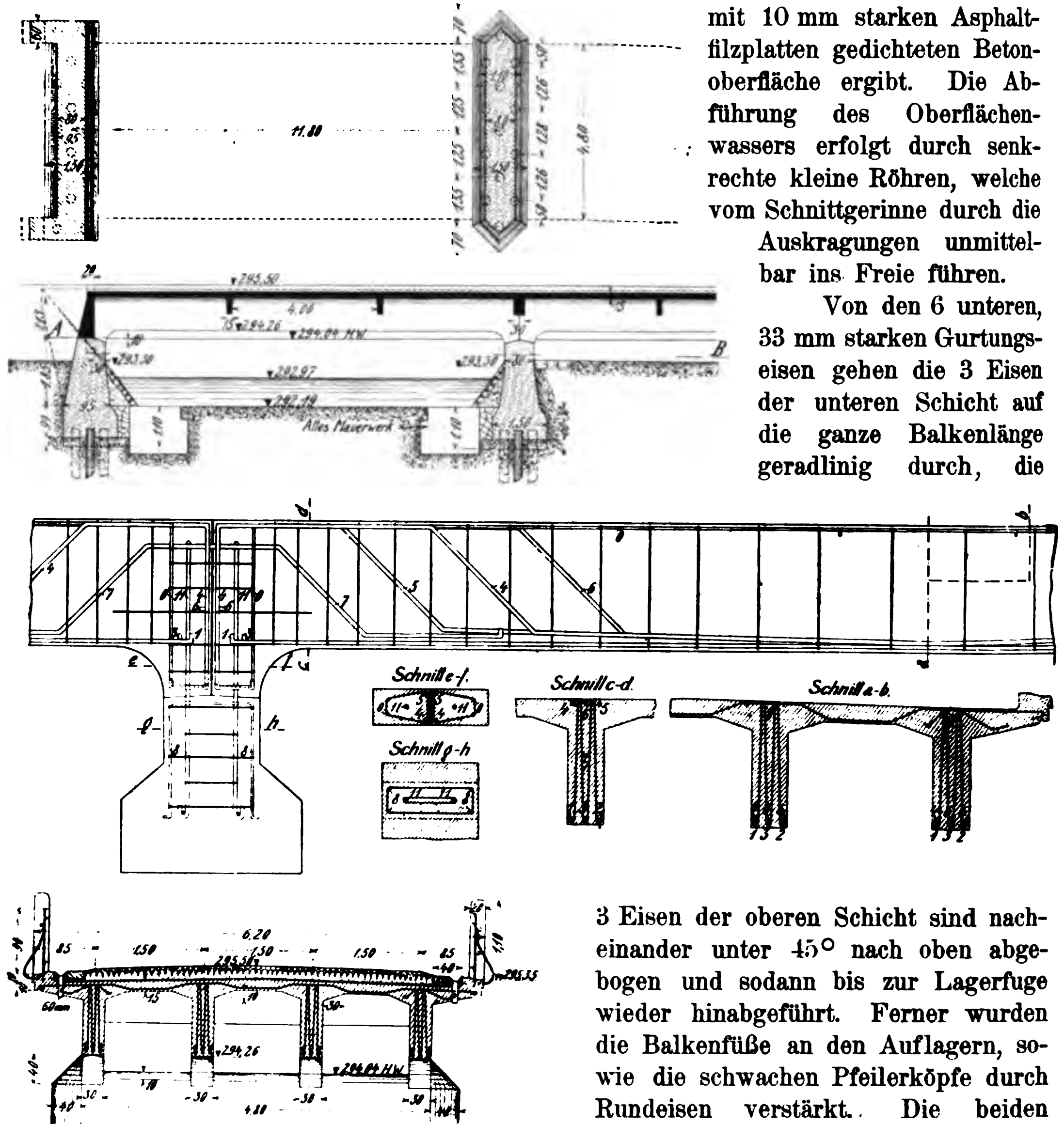


Abb. 292. Straßenbrücke bei Neustadt a. Aisch.

3 Eisen der oberen Schicht sind nacheinander unter 45° nach oben abgebogen und sodann bis zur Lagerfuge wieder hinabgeführt. Ferner wurden die Balkenfüße an den Auflagern, sowie die schwachen Pfeilerköpfe durch Rundeisen verstärkt. Die beiden oberen Balkenrundeisen von 20 mm Durchmesser dienen vor allem zur Erleichterung der Montage. An diese sind vermittels der **M**-förmigen Rundeisenbügel die unteren Gurtungseisen aufgehängt.

Erwähnenswert ist noch die Verwendung der Schalung und Rüstung für die 9 Öffnungen. Bei einer Bauzeit von 4 Monaten für die Herstellung der gesamten Beton- und Eisenbetonkonstruktion wurde mit der Schalung und Rüstung für 4 Öffnungen gerechnet. Man konnte jedoch schon für die 3. und 4. Öffnung wieder die Seiten-

schalung und einen Teil der Untergerüstböcke der ersten und zweiten Öffnung verwenden. Die übrigen Böcke wurden nach 5wöchentlicher Erhärtung entfernt. Sodann konnte in jeder Woche eine Öffnung mit dem anstoßenden Pfeiler hergestellt und zugleich eine Öffnung ausgeschalt werden.

Als Mischungsverhältnis wurden 1 Teil Zement, 3 Teile Kiessand und 3 Teile Basaltgrus verwendet, wobei für den Kiessand zur Hälfte reiner Grubensand und zur anderen Hälfte scharfer, grobkörniger Quarzmainsand genommen wurde. Die Ansichtsflächen der Brücke sind mit Versatzbeton von 1 Teil Zement und 3 Teilen Mainsand in 4 cm Stärke hergestellt und ohne alle Bearbeitung so belassen worden, wie sie aus der gehobelten Schalung herauskamen.

Nr. 13.

Die Wegbrücke in Pezza Vercellese (Italien), entworfen und ausgeführt von der Firma Maciachini in Mailand, gehört zu den schlankesten Balkenbrücken. Bei einer Stützweite von 11,7 m und einer Trägerhöhe von 0,60 m ergibt sich die Schlankheit $l:h = 19,5$.

Durch die außergewöhnlich geringe Breite von nur 2,60 m nimmt diese Brücke eine Ausnahmestellung ein. Da sie nur von einer Reihe größerer Wagen befahren werden kann, ist als Abstand der beiden Hauptbalken ungefähr die Wagenspurweite, und zwar $a = 1,44$ m gewählt, so daß sich eine beiderseitige Auskragung ergibt, wie sie bei Fußgängerstegen üblich ist. Da bei den üblichen Spurweiten die Stellung einer Radlast in der Plattenmitte hier fast ausgeschlossen ist, konnte die Plattenstärke mit 0,14 m verhältnismäßig schwach gewählt werden. Dagegen wurden zur Belebung der Ansichtsfläche besondere Konsolen in 1,87 m Abstand angeordnet.

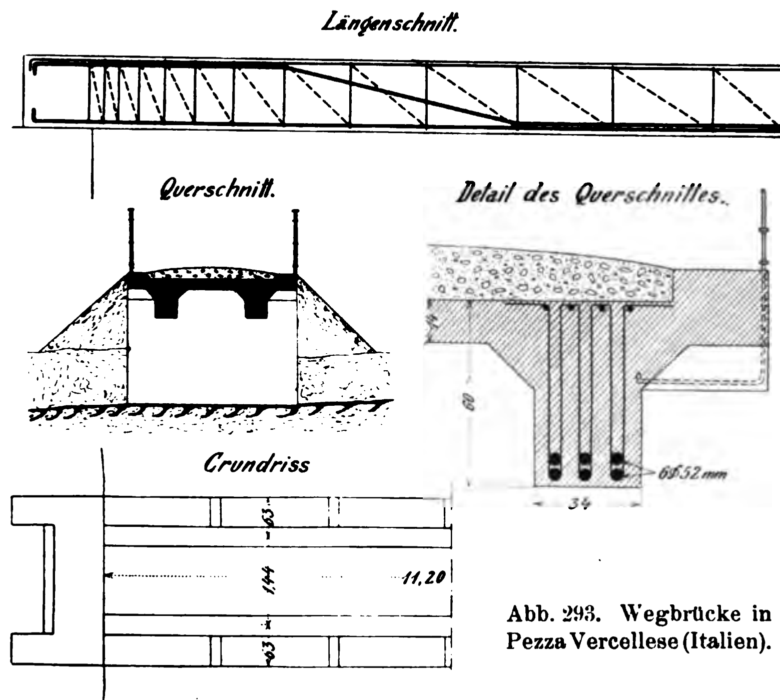


Abb. 293. Wegbrücke in Pezza Vercellese (Italien).

Die Eisenarmierung von $\varphi = 1,41$ vH. (vergl. S. 283) ist infolge der geringen Trägerhöhe sehr hoch und besteht aus 6 Stück 52 mm starken Rundeisen, von denen die unteren 3 Stück geradlinig durchgeführt und die übrigen hängewerkartig nach oben abgebogen sind. Sämtliche Balkeneisen sind am Ende mit kräftigen Haken versehen. Bei dieser Anordnung müssen, wie die neuesten Versuche ergeben haben, bekanntlich die schiefen Zugkräfte am Auflager durch die Bügel aufgenommen werden, auf deren Ausbildung, wie ihre Häufung an dem Auflager zeigt, besonderes Gewicht gelegt wurde.

Um die Lage der Bügel zu sichern, sind in jedem Balken noch 4 schwächere Rundeisenstäbe eingelegt, die zugleich den Obergurt in dem eisernen Fachwerk darstellen, während in Abb. 293 durch punktierte Linien die den Zugstreben entsprechenden schräg gelegten Bügel der Bauart Maciachini angedeutet sind.

Nr. 14.

Die Hornbachbrücke in Zweibrücken, entworfen und ausgeführt von der Firma Wayss u. Freytag in Neustadt a. H., weist im allgemeinen die üblichen Grundmaße und Grundverhältnisse auf, die dem Werke von Professor Mörsch. Der Eisenbetonbau, 3. Auflage, S. 275 entnommen und auf S. 285 zusammengestellt sind.

Bemerkenswert ist nur eine außergewöhnlich große Auskragung von der ganzen Breite des 2 m breiten Fußweges, welche den Vorteil einer möglichsten Verringerung der Widerlagerlänge bietet. Da es sich bei einer so starken Ausladung von rd. $^1/_5$ der gesamten Breite der Eisenbetontafel nicht mehr empfiehlt, die verbreiterte Platte allein auskragen zu lassen, sind hier besondere Konsolen als Verlängerungen der lastverteilenden Querträger ausgebildet und die Platte zwischen diesen so gespannt, daß deren Trageisen parallel zu den Hauptbalken laufen.

Nr. 15.

Die Santernobrücke bei S. Agate und die ähnlich ausgebildete Seniobrücke bei Cotignola (Italien)[1]) (Abb. 294), entworfen und ausgeführt von der Firma Bianchi in Mailand, bestehen aus einfachen Balken über fünf bezw. drei nahezu gleich großen Öffnungen von rund 12,60 bezw. 11 m Stützweite.

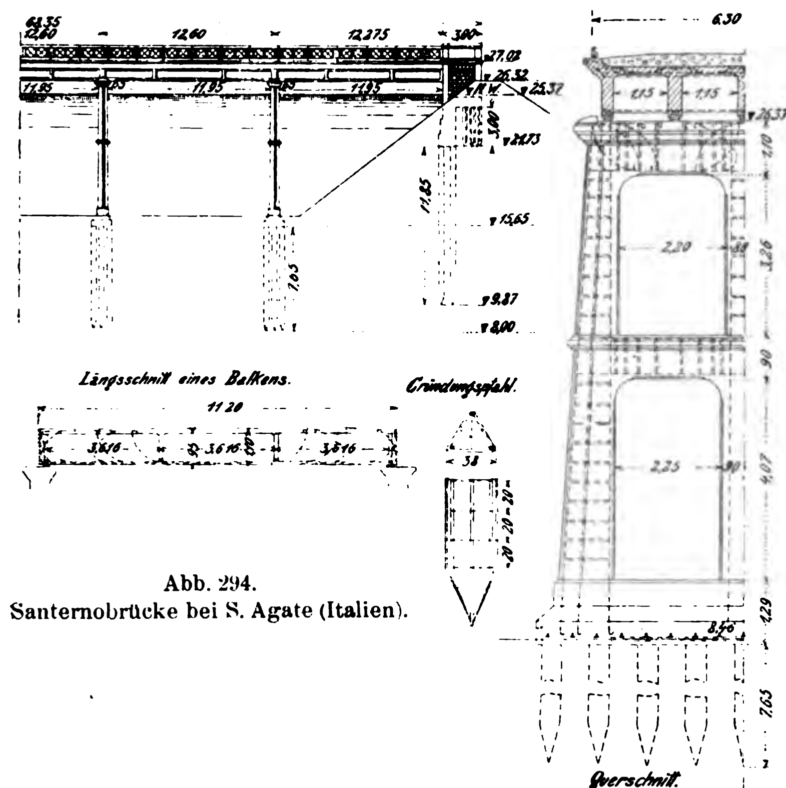


Abb. 294.
Santernobrücke bei S. Agate (Italien).

Bemerkenswert sind die bei der Santernobrücke 10,6 m (bei der Seniobrücke 9,3 m) hohen und im Mittel nur 0,70 m starken Eisenbetonpfeiler (Abb. 294), welche auf 7,65 m (bez. 7,0 m) tief eingerammten Eisenbetonpfählen gegründet sind.

Der Pfahlquerschnitt ist ein gleichseitiges Dreieck mit 0,38 m Kantenlänge. Zur Ermittlung der erforderlichen Anzahl der Pfähle wurde eine Beanspruchung von 17,6 kg/cm² Pfahlquerschnitt angenommen. Darnach ergaben sich bei der Santernobrücke je 20 Pfähle für die Pfeiler und je 12 für

[1]) Siehe „Il Cimento", Mailand. 1906. S. 55 u. f.

die Widerlager (bei der Seniobrücke je 16 bezw. 12 Stück). Die Pfahlköpfe eines jeden Pfeilers sind durch einen gekreuzten Schienenrost verbunden, auf dem sich ein 1,29 m (1,15 m) hoher Sockel erhebt. Durch Aussparung von je vier über 2 m breiten und rund 4 m (3 m) hohen Öffnungen sind die Pfeiler in ein Fachwerk aufgelöst, welches je aus drei nahezu quadratischen Säulen, einer Querverbindung in halber Höhe und einem 1,10 m (1,00 m) hohen oberen Verbindungsbalken besteht, auf welchem die Einzellager der fünf Hauptbalken ruhen. Zur Erhöhung der Standfestigkeit haben die Pfeiler einen beiderseitigen Anlauf von 1 : 14 (1 : 18) erhalten.

Die Pfähle sind in den etwas abgestumpften Dreiecksecken mit je drei Rundeisenstäben armiert, die durch zahlreiche Bügel von 0,20 m Abstand zusammengehalten werden. Die oberen Querbalken der Pfeiler, sowie die Hauptbalken der Träger zeigen eine eigenartige Armierung, welche den Spannungstrajektorien entsprechen soll.

Zur Versteifung der Hauptbalken sind möglichst hohe lastverteilende Querträger angeordnet, und zwar in jeder Öffnung zwei mittlere und zwei Endquerträger. Anscheinend mit Rücksicht auf die ungünstigen Gründungsverhältnisse wurde auf die Anwendung des sonst in Italien sehr beliebten durchlaufenden Trägers verzichtet.

Als Mischungsverhältnis wurde 1 : 1,9 : 4 und für die weniger wichtigen Bauteile 1 : 3,5 : 6 verwendet.

Nr. 16.

Die Quellenbachüberdeckung am Bahnhofplatz in Würzburg, entworfen und ausgeführt von der Firma Dyckerhoff u. Widmann in Nürnberg, ist bei einer Gesamtbreite von rund 100 m und einer Stützweite von 13,44 m als Balkenkonstruktion frei auf die vorhandenen Ufermauern aus Muschelkalkstein gelagert (Abb. 296).

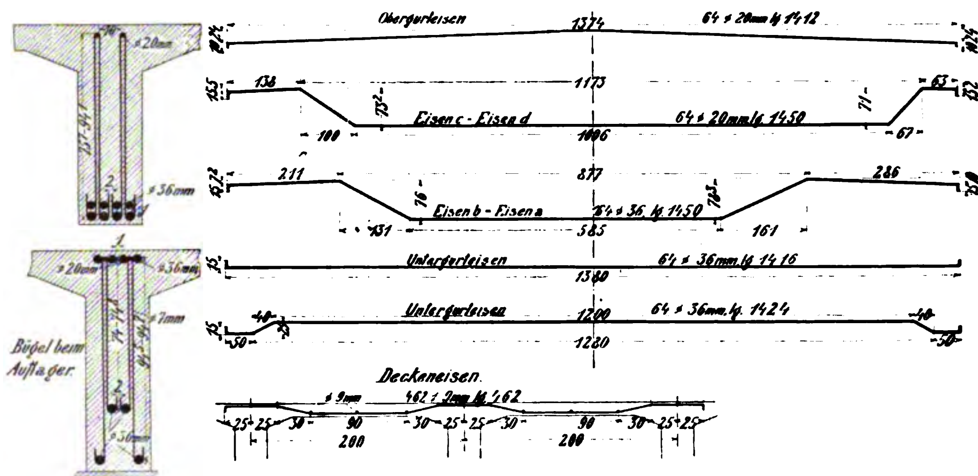
Die Balken sind senkrecht zur Bachachse und in 2 m mittlerem Abstand voneinander gelegt, auch in der rund 30 m langen Übergangstrecke zu dem überwölbten Teile des Baches, der in stärkerem Gefälle und tiefer unter dem Gelände liegt und nur rund 7 m Lichweite besitzt. Bemerkenswert ist der senkrechte Abschluß an den Balkenenden durch eine 0,22 m starke Platte, welche zugleich als lastverteilender Endquerträger dient.

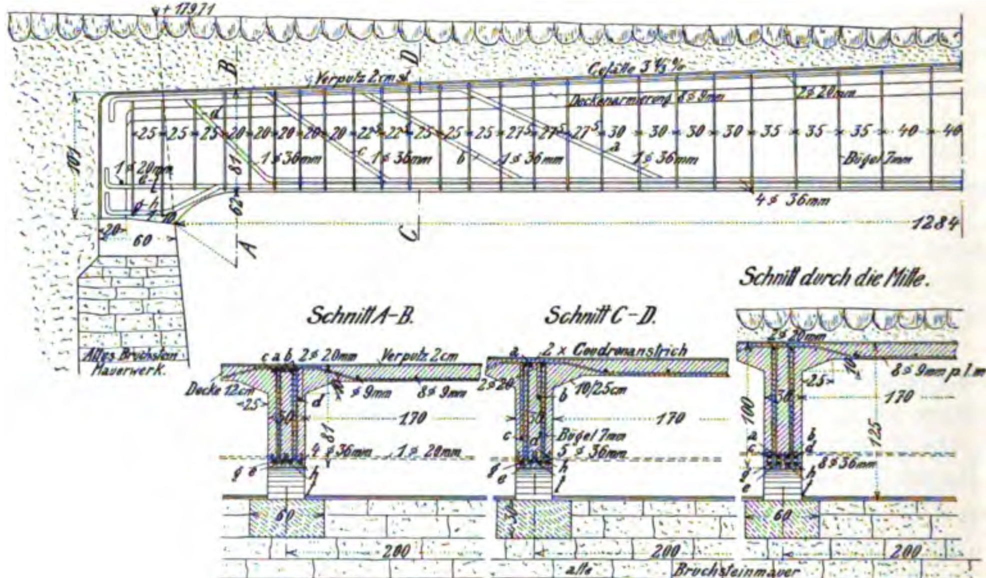




Abb. 295 a u. b.
Quellenbach-Überdeckung am Bahnhofplatz Würzburg.

Um eine möglichst gute Entwässerung zu erzielen, wurde die Eisenbetontafel nach beiden Widerlagern zu mit einem Gefälle von 1 : 30 oder $3^1/_3$ vH. versehen und die Oberfläche durch einen 2 cm starken wasserdichten Zement-





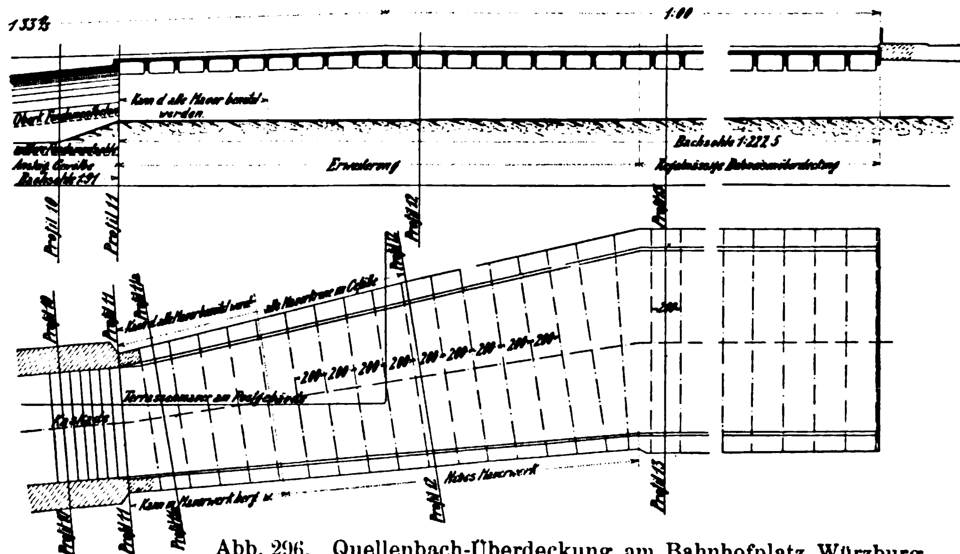


Abb. 296. Quellenbach-Überdeckung am Bahnhofplatz Würzburg.

mörtelputz mit zweimaligem Goudronanstrich gedichtet. In den Trägern sind vier Untergurteisen nacheinander und unter verschiedenen Neigungen nach oben abgebogen, um die Scherkräfte in einer möglichst großen Länge des Balkens aufzunehmen. Sämtliche Balkeneisen sind auf die ganze Balkenlänge durchgeführt und mittels der 0,15 m langen Hakenenden verankert.

Die Eiseneinlagen wurden außerhalb der Schalkästen vollständig montiert, wobei die Untergurteisen mittels der zahlreichen **A**-förmigen Bügel an den zu diesem Zwecke angeordneten beiden oberen Montageeisen von 20 mm Durchmesser aufgehängt wurden. Das fertig zusammengesetzte Eisengerippe wurde sodann in die Schalkästen eingehängt. Über die Montageeisen der Balken legen sich die Trageisen der Platten, die, jeweilig über drei Balken durchgeführt, sämtlich gleichmäßig abgebogen und im Plattenuntergurt durch Verteilungseisen in 0,45 m Abstand verbunden sind.

Die beiden Lichtbilder der Abb. 295a u. b zeigen die Schalung mit den Eiseneinlagen bezw. einen Blick in das Innere des überdeckten Baches. Eine solche Überdeckung war in früherer Zeit nur mittels zweier Gewölbe möglich. Durch die neue Ausführung mit Eisenbetonbalken erübrigt sich eine Mittelstütze. Somit ist dem Hochwasser ein günstigeres Durchflußprofil geboten. Außerdem wurde durch die Möglichkeit, die bestehenden Umfassungswände ohne Verstärkung zu verwenden, eine wirtschaftlich sehr günstige Ausführung erzielt.

Nr. 17.

Die Nonnenbrücke in Bamberg, deren Entwurf vom Zivilingenieur Luipold in Stuttgart stammt, wurde von der Firma Dyckerhoff u. Widmann in Nürnberg ausgeführt (vergl. Abb. 297 u. 298, S. 282 Nr. 16). Die einfache und äußerst wirkungsvolle architektonische Ausbildung ist Professor Theodor Fischer in Stuttgart zu danken und darf wohl als eine der ersten glücklichen Lösungen der künstlerischen Gestaltung einer Eisenbetonbrücke angesehen werden.



Abb. 296. Nonnenbrücke in Bamberg.

Dieses Bauwerk ist mit rd. 21 m Lichtweite eine der weitestgespannten, freigelagerten Eisenbetonbalkenbrücken. Sie wird besonders durch den eigenartigen Verlauf der Balkenunterkante gekennzeichnet, der ihr das Aussehen einer Möllerbrücke verleiht und durch das freizuhaltende Schiffahrtsprofil in der Brückenmitte sowie die für den Verkehr auf den beiden Leinpfaden vorgeschriebene lichte Höhe bedingt war.

Die Abmessungen des Querschnitts weichen allerdings von den jetzt üblichen Grundmaßen und Verhältnissen etwas ab. Die in der Brückenmitte 1,78 m hohen Träger haben z. B. nur eine Breite von 0,30 m, so daß ein Einsteigen in die Schalkästen ausgeschlossen war und das Einbringen der schweren rd. 23 m langen Eisen von 52 mm Durchm. nur durch Einhängen der außen fertig zusammengebauten Eisengerippe erfolgen konnte.

Die lastverteilenden Querträger haben bei Trägern von so außergewöhnlicher Höhe auch die Aufgabe, eine Verdrehung derselben infolge einseitiger Belastung zu verhindern.

Die außergewöhnlich starken Endquerträger ruhen in ihrer ganzen Länge auf dem alten Mauerwerk der vorhandenen Widerlager und gewähren eine hinreichende Druckverteilung.

Abb. 298. Nonnenbrücke in Bamberg.

Von den 9 Balkeneisen im Untergurt gehen 3 Stück bis zum Trägerende ohne Stoß durch, während die übrigen 6 Stück zur Aufnahme der schiefen Hauptspannungen nacheinander unter 45° abgebogen und in der Druckzone verankert sind. Außerdem ist ein Obergurteisen ebenfalls auf die ganze Länge durchgeführt.

In der Brüstungsplatte ist beiderseits der Erkerauskragungen eine senkrechte Stoßfuge angeordnet. Diese dient als Ausgleichsfuge bei starken Wärmeschwankungen,

welchen die Brüstung infolge der Sonnenbestrahlung besonders ausgesetzt ist, und verhindert, daß dieselbe als überstehender Druckgurt der Balken wirkt.

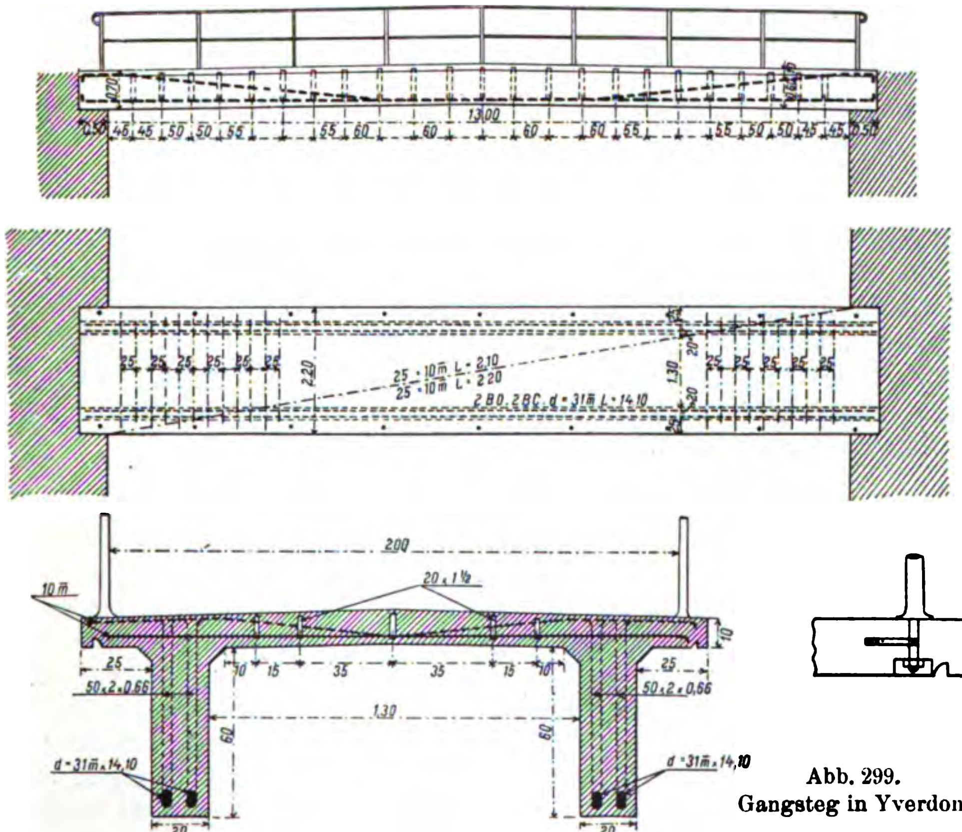
Bemerkenswert ist auch die im Brückenquerschnitt und Längsschnitt zu ersehende Aufhängung eines Wasserleitungsrohres, das während des Baues unterhalb der Fahrbahn des Transportsteges frostsicher übergeführt wurde. Die Ausbildung des Lehrgerüstes der Brücke wurde dadurch erschwert, daß der freie Raum für die Schiffahrt aufrechterhalten werden mußte.

Alle sichtbar bleibenden Flächen wurden mit Versatzbeton von 5 cm Stärke und einer Mischung von 1 Teil Zement und 3 Teilen Dolomitgrus hergestellt und nach genügender Erhärtung gestockt.

Da während der Ausführung im Dezember 1903 sehr starker Frost eintrat, wurde die Brücke mit einer hölzernen Halle umbaut, die elektrisch beleuchtet wurde und genügend geheizt werden konnte.

Nr. 18.

Der **Gangsteg in Yverdon** über den Canal Oriental, ausgeführt im Jahre 1896 von der Firma Hennebique (Abb. 299), ist eine der ältesten und geschichtlich bekanntesten Eisenbetonbrücken. Die Grundmaße (S. 286 Nr. 39) entsprechen durchgängig den auch heute



noch üblichen Werten. Nur die Auskragung $c = 0{,}25$ m $= {}^1/_6\ a$ ist etwas klein bemessen und würde nach S. 342 mit rd. 40 vH. des Balkenabstandes a, also mit $c = 0{,}60$ m, eine noch wirtschaftlichere Anordnung ergeben haben. Die Balkeneisen sind hängewerkartig ausgebildet und mit Flacheisenbügeln versehen, ebenso auch die Eisen der

Platte, die abwechselnd nach oben abgebogen sind. Bemerkenswert ist die Befestigung der Geländersäulen durch Schraubenmuttern in besonderen Aussparungen, welche an der Unterseite der Auskragung angeordnet und nachträglich mit Zementmörtel ausgefüllt worden sind.

Dieser Steg bildet eines der wenigen Beispiele, bei dem man von einer Gangbahndecke abgesehen hat. Dies kann jedoch im allgemeinen wegen des dann mangelnden Wärmeschutzes und mit Rücksicht darauf, daß in diesem Falle die tragenden Teile der Abnutzung unterworfen sind, besonders bei Straßenbrücken nicht empfohlen werden.

Nr. 19.

Die Reichsstraßenüberführung über die k. k. österr Staatsbahn in Sambor (vergl. III. Band, 1. Teil, S. 159 u. 171, Abb. 88 u. 109 und Tafel II, Abb. 1, 2 u. 3) ist dadurch gekennzeichnet, daß anstatt der sonst üblichen Pfeilerwände je zwei Pfeiler mit 5,5 m Abstand, von Mitte zu Mitte gemessen, angeordnet sind. Die Lagerdrücke der einfachen, frei aufgelagerten Balken der drei je 10 m weit gespannten Öffnungen müssen daher durch die 1,40 m hohen und 0,40 m breiten Endquerträger an den Stützpunkten übertragen werden. Die dicht aneinander schließenden Endquerträger sind in der Pfeilermitte ohne nennenswerten Spielraum nur durch senkrechte Fugen getrennt.

Die Brücke liegt in einer Steigung von rund 1 : 26 oder 3,85 vH. An dem ungewöhnlich großen Hauptträgerabstand von $a = 2{,}18$ m und an der hängewerkartigen Rundeisenarmierung der Platten im Verein mit den Flacheisenbügeln erkennt man ohne weiteres das „System Hennebique". Bemerkenswert ist jedoch, daß in den Hauptbalken und Endquerträgern den Scherspannungen in der Nähe des Auflagers durch abgebogene Eisen nach der besonders in Deutschland üblichen Art Rechnung getragen ist. Diesen Scherkräften entsprechend nehmen die Bügelabstände von der Balkenmitte bis an die Abbiegungsstelle stetig ab, während sie im Bereiche der abgebogenen Eisen nahezu gleich groß sind.

Die Gangbahnplatte liegt auf Konsolen, die sich gegen die äußeren Hauptträger stützen und durch diese mit der Platte verbunden sind, ohne hier eine Fortsetzung durch Querträger zu finden.

II. Durchlaufende Träger.

Nr. 20.

Die Straßenüberführung bei Békès Csaba über die Ungarische Staatseisenbahn mit 11 Öffnungen von rd. 10 m Stützweite, entworfen von Professor Zielinsky-Budapest (Abb. 300), zeichnet sich durch ihre große Länge von rd. 110 m aus bei einer lichten Breite von 8 m. Die Verkehrslast besteht aus Menschengedränge und einem 20 t-Wagen. Auf beiden Seiten sind die Fußwege auf ihrer ganzen Breite von 1 m ausgekragt, so daß $c =$ rd. $^1/_2\, a$ ist. Die Randträger, sowie die Auskragung der Platte sind nach Abb. 152 (S. 317) ausgebildet, wobei allerdings für die Berechnung der Platte und besonders für die Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger die starke Verschiedenheit der Trägheitsmomente derselben zu beachten ist (S. 335). Die Hauptträger sind durch eine große Anzahl lastverteilender Querträger miteinander verbunden, so daß angenähert quadratische Plattenfelder entstehen, wie es auch häufig bei den Brücken von Hennebique und Maciachini der Fall ist.

Da in den ersten drei Öffnungen auf der linken Brückenseite die Pfeilerreihen nicht parallel gestellt werden konnten, wurden daselbst die Querträger senkrecht zu den Hauptträgern angeordnet, in den übrigen Öffnungen aber parallel zu diesen. Die Säulen der Zwischenpfeiler werden durch einen mittleren, sowie auch durch einen besonderen unteren Querverband zusammengehalten und ruhen auf einer sorgfältig ausgebildeten Eisenbetongrundplatte. Die Widerlager und Flügelmauern sind ebenfalls aus Eisenbeton hergestellt. Bemerkenswert ist im Längsschnitt auch der Abschluß der Fahrbahntafel am Widerlager.

Abb. 300. Straßenüberführung bei Békés Csaba.

Nr. 21.

Die Wegbrücke über den S. Lorenzo in Italien (vergl.

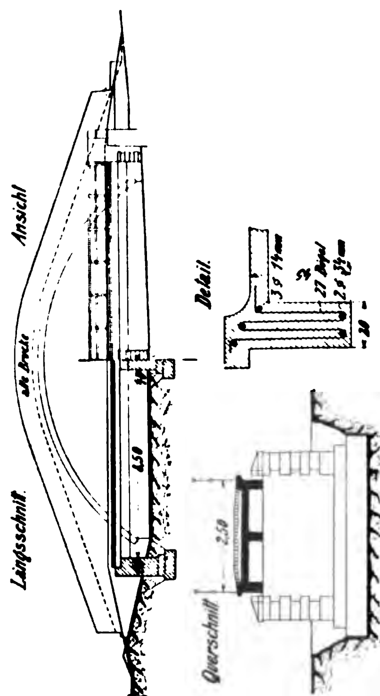


Abb. 301. Wegbrücke über den S. Lorenzo in Italien.

S. 284 Nr. 18), entworfen und ausgeführt von der Firma Maciachini in Mailand, ist ebenso wie das Beispiel Nr. 13 durch die ungewöhnlich kleine lichte Breite von nur 2,50 m gekennzeichnet, bei welcher ein Kreuzen von Wagen auf der Brücke ausgeschlossen ist. Im Gegensatz zu jener aber ist hier

von einer Auskragung der Fahrbahntafel und einer Ersparnis an Pfeiler- und Widerlagerbreite abgesehen worden. Der Pfeiler ist vielmehr mit beiderseitigen kräftigen Vorköpfen ausgebildet. Die Abb. 301 zeigt in der Ansicht die alte gewölbte Römerbrücke mit der großen verlorenen Steigung 1 : 3 und die sie ersetzende moderne Eisenbetonbrücke, deren durchlaufender Balken allerdings eine unbedingt zuverlässige Gründung voraussetzt, so daß eine Senkung einer der drei Stützen ausgeschlossen sein muß. Mit Rücksicht auf das Durchflußprofil wurde die Trägerhöhe möglichst klein, und zwar zu 0,45 m gewählt, so daß sich die ungewöhnlich große Schlankheit $l : h = 20$ für den mittleren Balken ergibt, während für die Randbalken durch Einbeziehung der Abdeckplatten in den Balkenquerschnitt die gesamte Höhe in der Brückenansicht von 0,56 m ausgenutzt wurde, so daß $l : h = 16{,}3$ wird. Erwähnt sei jedoch, daß bei dieser Anordnung die Platte, welche für außenliegende Randträger auch sonst nur einen einseitigen Druckgurt bildet, hier so tief zu liegen kommt, daß sie nicht mehr wie sonst als deren Druckzone wirksam werden kann. Infolgedessen sind, wie Abb. 301 zeigt, drei obere Druckstäbe von 14 mm Durchmesser eingelegt, welche auch eine hinreichende Armierung der Randträger bilden und im Verein mit den **W**-förmigen Bügeln einen sicheren Verband gewähren. Endlich sei noch auf die ungewöhnlich geringe Stärke von 8 cm der sehr schwach armierten Platte hingewiesen, wodurch ein sehr geringes Eigengewicht erzielt wurde.

Nr. 22.

Die Eisenbahnunterführung bei Heerens, Illinois (Abb. 302), entworfen und ausgeführt von der Expanded Metal & Corrugated Bar Company in St. Louis, ist ein Beispiel für die häufige Anwendung durchgehender Eisenbetonbalken zur Überbrückung von Eisenbahneinschnitten. An Stelle der sonst erforderlichen hohen Widerlager treten hier Eisenbetonpfeiler, wobei auch die Flügelmauern und die nachträgliche Hinterfüllung der Widerlager gespart werden.

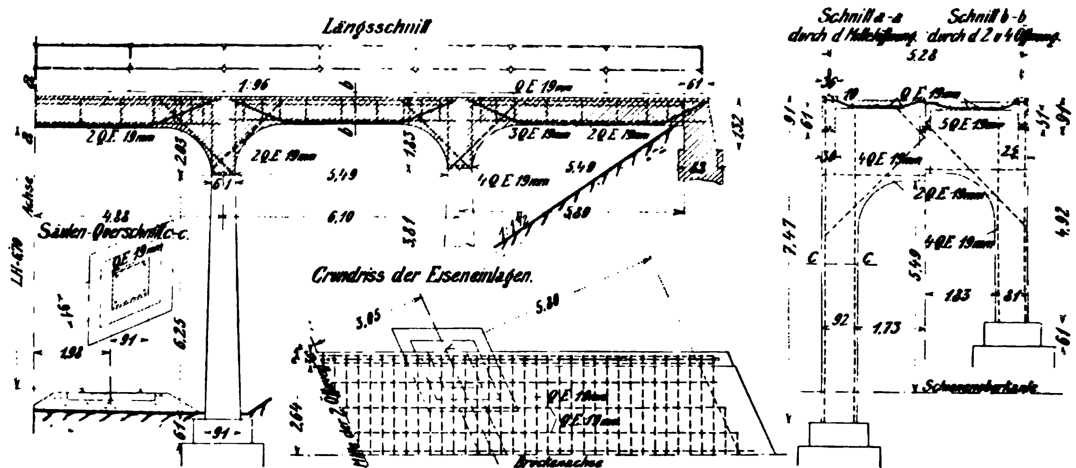


Abb. 302. Eisenbahnunterführung bei Heerens, Illinois.

Dieses Beispiel zeigt fünf Öffnungen, deren mittelste 9,75 m Stützweite besitzt, während für die äußeren Seitenöffnungen $l = 6{,}10$ m ist. Außer dieser Lösung kommt beim Entwerfen solcher Einschnittsüberführungen auch die gebräuchlichere Anordnung von nur drei nahezu gleichen Öffnungen in Betracht, welche dadurch entsteht, daß man die Endwiderlager nach der Mitte des Einschnitts zu verschiebt. Dadurch

ergibt sich zwar eine Vermehrung des Widerlager- und Flügelmauerwerks, aber anderseits auch eine wesentliche Verkürzung der Brückenlänge und den Wegfall des zweiten und fünften Pfeilers. Die Voraussetzung dieser Grundform ist die Bedingung, daß tragfähiger und standfester Boden im Einschnitt vorhanden ist, da etwaige Rutschungen des in seiner Lagerung gestörten Gesteins eine starre Verbindung der Pfeiler mit den Balken, sowie auch die Anordnung von durchlaufenden Trägern verbieten.[1])

Bemerkenswert ist ferner, daß die Pfeilerquerschnitte infolge der schiefen Lage der Brücke zum Einschnitt nicht die Gestalt eines Quadrates, sondern die eines Rhombus aufweisen. Für die Ausführung empfiehlt sich dabei jedoch, die spitzwinkeligen Kanten durch Fasen abzustumpfen, um Beschädigungen beim Ausschalen zu vermeiden. Die Pfeiler sind portalartig mit sehr kräftigen, oberen, wagerechten Balken ausgebildet, in denen zur Aufnahme der Scherspannungen im Brückenquerschnitt und zur Verankerung mit den Hauptträgern im Längsschnitt unter 45° geneigte Eisen eingelegt sind.

Die Eiseneinlagen bestehen in gewellten Formeisen, den sogenannten „corrugated bars“, von denen bezeichnenderweise im ganzen Bauwerk nur eine einzige Stärke, nämlich $^3/_4$zöllige Eisen verwendet worden sind. Auch bei anderen Bauten könnte häufig durch die Anwendung von nur wenigen Rundeisenstärken eine wesentliche Erleichterung für die Ausführung erzielt werden.

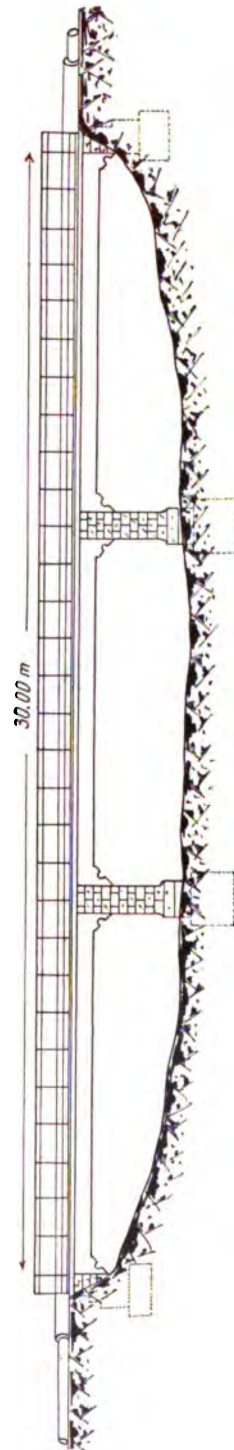


Abb. 303 a. Brücke über den Curognafluß.

Nr. 23.

Eine eigenartige Verbindung eines Gangsteges mit einem Aquädukt zeigt die **Brücke über den Curognafluß** bei Montebelluno mit drei Öffnungen von rd. 10 m Stützweite, aus-

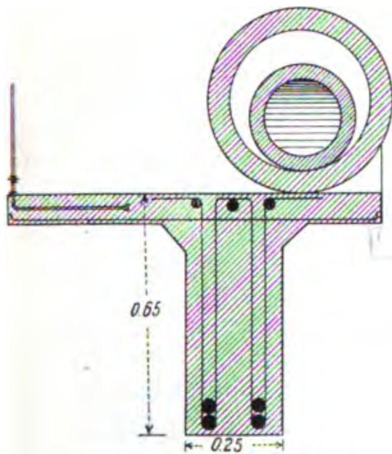


Abb. 303b.

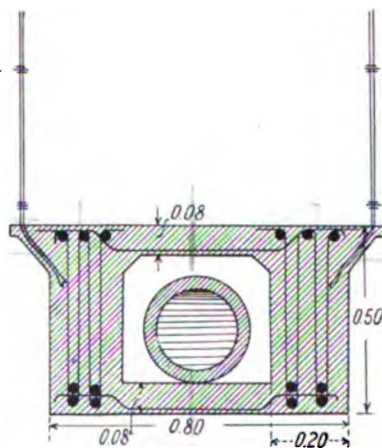


Abb. 303c.

geführt von A. Maciachini-Mailand Die in Abb. 303b dargestellte ursprüngliche Lösung bildet eines der seltenen Beispiele einer Balkenbrücke mit nur einem Hauptträger (vergl. Beispiel Nr. 38).

[1]) Siehe Abschnitt B. S. 235.

Das Leitungsrohr liegt über der Gangbahn in einem besonderen Schutzrohre, welches gleichzeitig die Brüstung auf der einen Seite bildet. Zur Ausführung gelangte jedoch nicht diese, sondern die in der Abb. 303c dargestellte symmetrische Anordnung mit zwei Hauptträgern und dem unter der Fahrbahn liegenden Leitungsrohr, wobei allerdings die Schalung in dem unzugänglichen Hohlraum zwischen den beiden Balken und der Platte verbleiben muß und eine Besichtigung des Leitungsrohres ausgeschlossen ist. Sollte die Zugänglichkeit zum Leitungsrohr gewahrt werden, so müßte man die Öffnung zwischen den beiden Balken mit einer abnehmbaren Platte überdecken, wodurch aber anderseits der Druckgurt der Balken verloren gehen würde.

Nr. 24.

Die Molodiabrücke in Halicz (Galizien), entworfen und ausgeführt von der Firma Hennebique, besitzt drei durchlaufende Balken über je drei Öffnungen von je 12 m Stützweite (vergl. Abb. 304a u. b und S. 284 Nr. 20).

Die Hauptbalken ruhen auf Säulen und diese wiederum auf Eisenbetonpfählen, welche 3 bis 4 m tief in den Boden eingetrieben sind. Infolge der geringen Breite dieser nur 0,40 m starken Säulen, die durch eine Ausfüllung der Zwischenräume gegeneinander versteift sind, kann bei einem gegebenen Durchflußprofil wesentlich an Brückenlänge gespart werden.



Abb. 304a. Molodiabrücke in Halicz (Galizien).

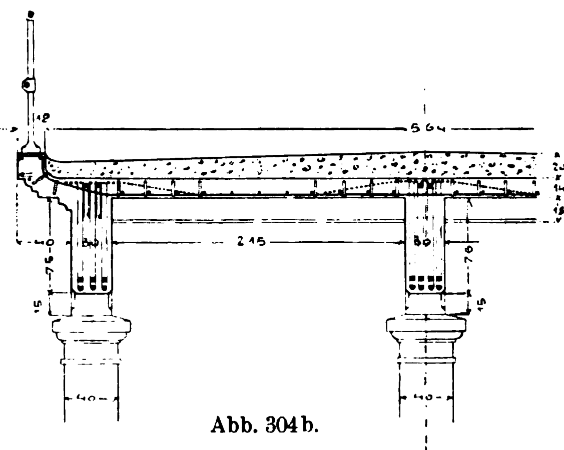


Abb. 304b.

Im Querschnitt ist die außergewöhnliche Größe des Balkenabstandes von 2,45 m auffallend, durch welche die Hennebiquebrücken allgemein gekennzeichnet werden. Durch sechs Querträger ist der Grundriß in nahezu quadratische Plattenfelder geteilt, die kreuzweise armiert sind. Die beiden schwächer belasteten Randträger haben dieselben Betonabmessungen wie der mittlere Träger, aber geringere Eiseneinlagen. Jedes Rundeisen ist mittels U-förmiger Bandeisenbügel mit der Druckzone verankert. Auf die sorgtältige Durchdringung der der Sonnenbestrahlung ausgesetzten Auskragungen mit Eiseneinlagen sei besonders hingewiesen.

Nr. 25.

Die **Bormidabrücke bei Ferrania** (Italien), entworfen und ausgeführt von der Firma Maciachini in Mailand, ist ein Beispiel einer durchlaufenden Balkenbrücke mit zwei Zwischenpfeilern und drei Öffnungen von 8,0 m, 12,0 m und 8,0 m lichter Weite (vergl. Abb. 305 und S. 284 Nr. 21). Eigenartig ist die Ausbildung der anscheinend alten Pfeiler von 4,95 m Breite, die mit Vorköpfen versehen sind. Auf diesen Pfeilern sind zur möglichsten Einschränkung der Stützweiten bündig mit ihren Längsseiten zwei je 1,15 m starke Pfeilerwände aufgesetzt, so daß die Hauptträger durchlaufende Balken auf sechs Stützen bilden. Die eigenartige Anordnung einer doppelten Stützung über den Pfeilern, welche zuweilen angewendet wird, um die Stützweiten der großen Hauptöffnungen zu verringern, ist bei diesem Beispiele ohne Nachteil, da die Pfeiler ungewöhnlich breit sind und das Eigengewicht der Eisenbetonbrücke im Verhältnis zur Verkehrslast sehr groß ist.[1])

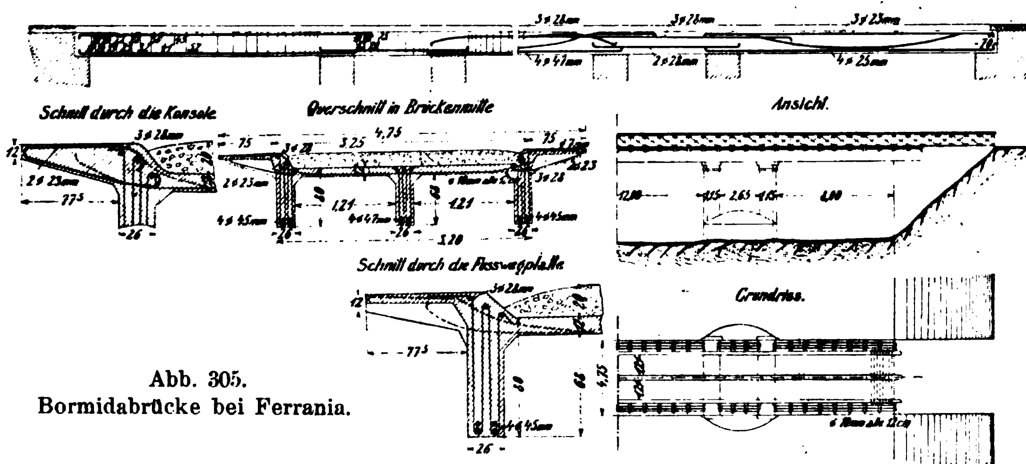


Abb. 305.
Bormidabrücke bei Ferrania.

Offenbar um den Einfluß der Kontinuität auszunutzen, hat man auf Trennungsfugen der fast 30 m langen Balken verzichtet.

Auffallend ist ferner, daß man eine starke Auskragung unter den Fußwegen mit rund $^1/_5$ der gesamten lichten Breite vorgesehen, jedoch von dem durch die Auskragung gebotenen Vorteil einer Ersparnis an Pfeiler- und Widerlagerbreite keinen Gebrauch gemacht hat. Infolge der starken Auskragung. die rund 0,6 des Balkenabstandes beträgt, werden Konsolen erforderlich, zwischen denen die Platte in der Längsrichtung der Brücke gespannt ist. Durch diese Konsolen wird allerdings die Brückenansicht in vorteilhafter Weise belebt.

Durch kräftige Obergurteisen, besonders in den kleineren Öffnungen, ist den negativen Momenten, welche vor allem durch die Verkehrsbelastung der Nachbaröffnungen entstehen, Rechnung getragen, ebenso den Scherkräften durch die in der

[1]) Allgemein ist folgendes zu bemerken: Sind die Stützen in ihrer Höhenlage unveränderlich, also fest mit den Pfeilern verbunden, so ergibt eine erhöhte Belastung einer einzelnen Öffnung, z. B. der Mittelöffnung, die in Abb. 306 angedeutete Biegelinie *a*. Ist dagegen ein Abheben über den Stützen möglich, wie z. B. bei einer freien Lagerung des Balkens, so wird bei der Belastung einer Öffnung der gewichtlos gedachte Balken die Form der Biegelinie *b* oder *c* annehmen. Ein solches Abheben kann allerdings nur dann eintreten, wenn der Auflagerdruck vom Eigengewicht kleiner als der Auftrieb ist.

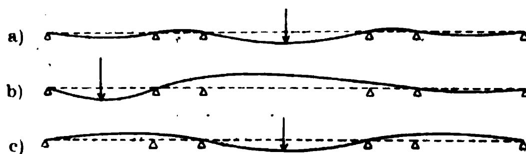


Abb. 306.

Nähe der Stützen enger liegenden Bügel. Im übrigen wird betreffs der Einzelheiten auf die Beispiele Nr. 13 und 21 verwiesen.

Nr. 26.

Fußwegüberführung auf Bahnhof Halle a. d. S. Die Abb. 307 zeigt einen von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, im Sommer 1907 auf Bahnhof Halle a. d. S. während des Betriebes ausgeführten 2 m breiten Fußsteg. Der Steg verbindet die Werkstatt mit dem Lokomotivschuppen. Die Anschlußtreppen sind ebenfalls in Eisenbeton hergestellt.

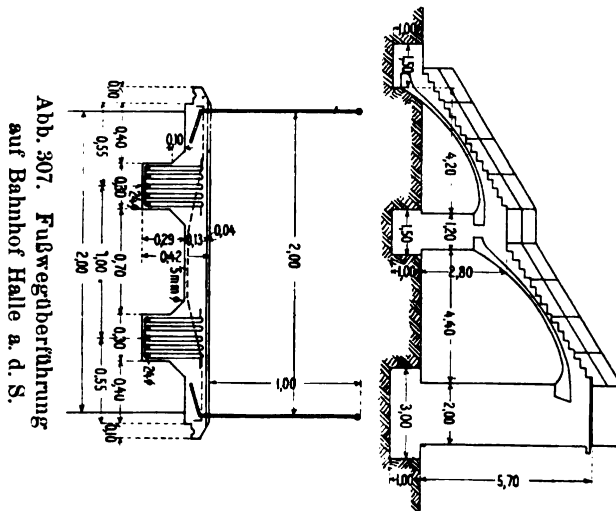
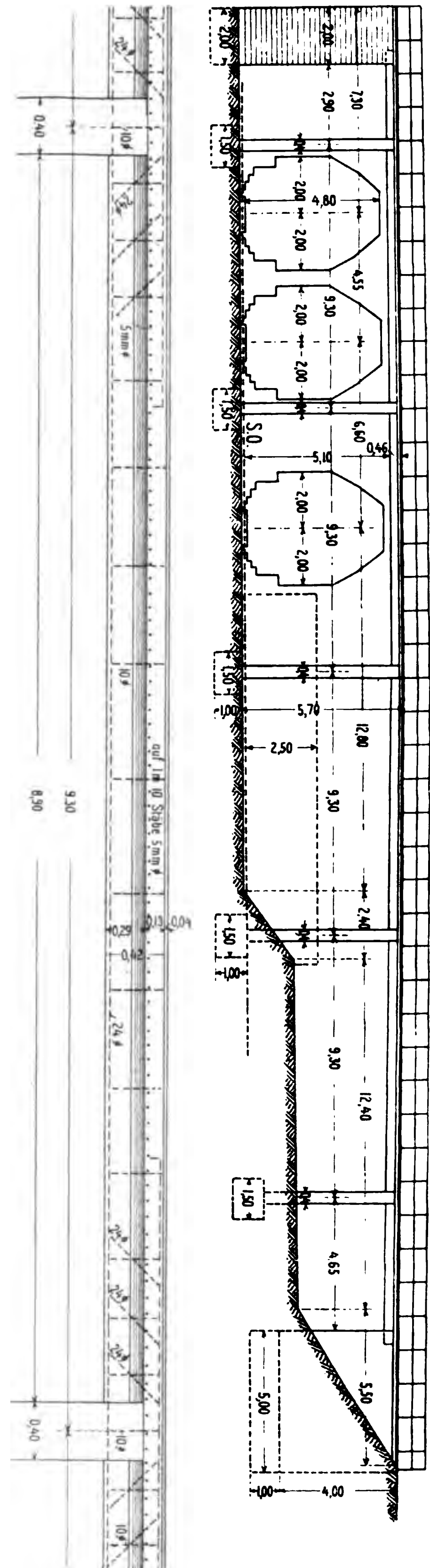


Abb. 307. Fußwegüberführung auf Bahnhof Halle a. d. S.



Die vier mittleren Öffnungen des durchlaufenden Trägers über sieben Stützen haben die gleiche Stützweite von 9,30 m, während die beiden Endöffnungen beträchtlich geringere Weiten aufweisen. Die 0,40 m starken Stützen sind mit dem Träger starr verbunden.

Nr. 27.

Die Straßenbrücke über den Cerf im Zuge der Provinzialstraße von Albenga nach San Remo, entworfen und ausgeführt von der Firma Maciachini in Mailand, hat fünf Öffnungen mit 14 m lichter Weite in den beiden Endfeldern und 13,5 m in den übrigen Öffnungen (vergl. Abb. 308). Wie der Brückenlängsschnitt zeigt, waren ursprünglich 2 m breite und nur 2,5 m tiefe Betonfundamente zwischen hölzernen Spundwänden vorgesehen.

Beim Bau zeigte es sich jedoch, daß der tragfähige Boden, und zwar gewachsener Felsen erst in 9 m Tiefe anstand, so daß die pneumatische Gründungsart gewählt wurde. Anstatt der üblichen eisernen Caissons wendete man hier Eisenbetoncaissons an, deren Wände als senkrechte, kreuzweise armierte Platten ausgebildet und mit einem oberen kräftigen Verstärkungsholm versehen sind. Diese Eisenbetonwände reichen von der Flußsohle bis hinab zum gewachsenen Felsen und bilden

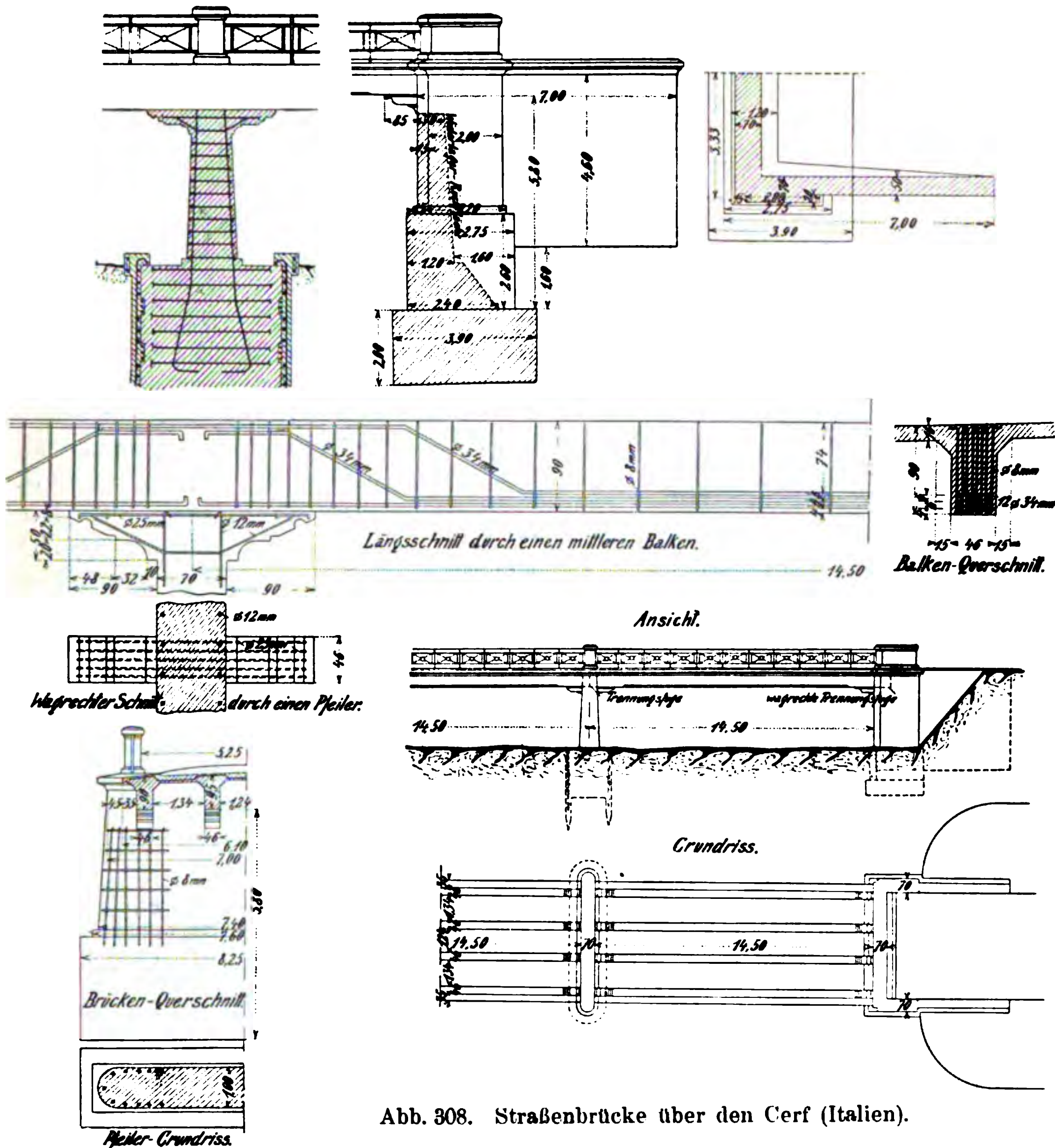
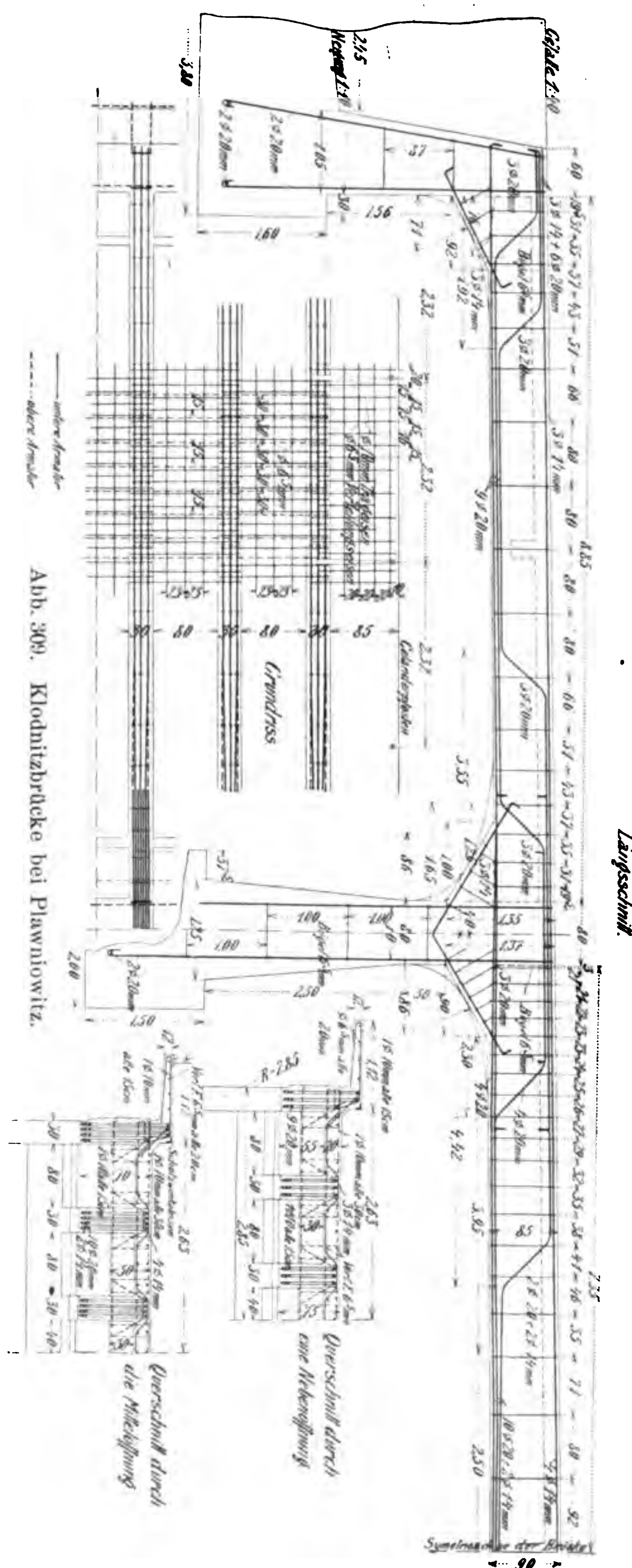


Abb. 308. Straßenbrücke über den Cerf (Italien).

die bleibende äußere Wandung der Gründungskörper, in deren oberem Teile zur Erhöhung der Einspannung der Pfeiler wagerechte Eiseneinlagen angeordnet sind. Die senkrechten Eisen der Pfeiler sind im Fundament verankert. Die am Kopfe nur 0,70 m, am Fuße 1 m starken Pfeiler ergeben gegenüber gemauerten Pfeilern den Vorteil eines größeren Durchflußprofils, auch die Widerlager sind in ähnlicher Weise aus Eisenbeton hergestellt. Mit Rücksicht auf die Wärmewirkung wurden in den


Abb. 309. Klodnitzbrücke bei Plawniowitz.

Balken über jedem zweiten Pfeiler Trennungsfugen in Abständen von rund 29 m vorgesehen, so daß die Träger nur über zwei Öffnungen durchlaufen.

Die Grundmaße im Querschnitt stimmen im allgemeinen mit den üblichen Werten (S. 288) überein. Die beiden mittleren Träger haben etwas geringeren Abstand wie die weniger belasteten Randträger.

Mit Rücksicht auf den manchmal sehr wasserreichen und reißenden Gebirgsfluß hat man anscheinend von einer Verringerung der Widerlager und Pfeilerbreite abgesehen und vielmehr kräftige Vorköpfe ausgebildet, die bis unter die Randträger mit einem Netz von Rundeisen armiert sind. Die außergewöhnlich kräftige Armierung der Balken von $\varphi = 0{,}7$ bis 0,8 vH. (vergl. S. 285) mit 12 Rundeisen von 34 mm Durchmesser bedingt die ungewöhnlich große Balkenbreite von 0,46 m.

Die steinernen Aufsätze, welche das eiserne Geländer über jedem Pfeiler unterbrechen und die lichte Breite von 6,0 m auf 5,25 m einengen, sind zum Tragen von Kandelabern bestimmt.

Nr. 28.

Die **Klodnitzbrücke bei Plawniowitz** (Oberschlesien) entworfen und ausgeführt von der „Allgemeinen Beton- und Eisen-Gesellschaft“ in Berlin, weist drei Öffnungen auf, deren Stützweiten sich wie 9,65 m : 15,5 m : 9,65 m = 1 : 1,6 : 1 verhalten (Abb. 309). Die Betonpfeiler und Widerlager sind mit den Balken fest verbunden und mit senkrechten Ankereisen versehen, welche die oberen Balkeneisen umschlingen. Die kräftigen Eckversteifungen am Pfeilerkopfe

werden durch nahezu unter 300 geneigte Eisen und zahlreiche Bügel verstärkt. Den unteren Teil der Widerlager bildet eine im Mittel 1,60 m starke Betonplatte, auf welcher sich die Vorderwand und die Flügelmauern erheben. Diese Ausbildung der Betonwiderlager, durch welche infolge der Verankerung zwecks kräftiges Einspannungsmoment an den Endstützen erzeugt wird, erinnert an die mit größerer Materialersparnis durchgeführte Gestaltung der Eisenbetonwiderlager von Bogenbalkenbrücken. Infolge der Verringerung der positiven Streckenmomente durch die großen negativen Stützenmomente konnten die Balken der mittleren, 15,5 m weiten Öffnung nur 0,90 m hoch bemessen werden, so daß sich die Schlankheit $l:h = 17{,}2$ ergibt.

Die Grundmaße, die auf S. 284 Nr. 24 zusammengestellt sind, entsprechen im allgemeinen den üblichen Werten. Nur die Plattenstärke erscheint in Anbetracht des verhältnismäßig kleinen Balkenabstandes von 1,10 m mit 0,20 m etwas reichlich bemessen, doch wird dadurch eine Versteifung der hohen Träger erzielt. Sowohl in der Platte, wie in den allerdings nur in den Öffnungsmitten vorhandenen, lastverteilenden Querträgern sind die Trageisen trotz der großen Höhe sorgfältig abgebogen. Auch hier sind ebenso wie in den Hauptbalken allenthalben geradlinig durchgehende obere Eisen mit kräftigen Endhaken vorgesehen. Die rund 1 m breiten beiderseitigen Fußsteige werden von der ausgekragten Eisenbetonplatte gebildet und sind, wie aus dem Kantenschutzeisen zu ersehen ist, ohne jegliche Bekiesung oder sonstigen Belag. Wegen des Höhenunterschiedes von Fußweg und Fahrbahnplatte werden die Trageisen der Auskragung in dem erhöhten Randträger und in der Platte sorgfältig verankert.

Erwähnt sei noch, daß für sämtliche Eiseneinlagen Stahl verwendet worden ist, der zwar bekanntlich eine wesentlich höhere Zugfestigkeit als Flußeisen, aber auch eine viel geringere Biegsamkeit besitzt. Es wurde daher auf die Ausrundung der Ecken, besonders bei den 20 mm starken Trageisen der Balken, Gewicht gelegt, was sich nach Versuchen von Prof. Mörsch (vergl. Band I, S. 161) auch für alle Eisensorten empfiehlt, um die sprengende Wirkung zu scharfer Ecken auf den umhüllenden Beton zu vermeiden.

Da der durchlaufende Träger sowohl an den Widerlagern wie an den Pfeilern fest eingespannt ist, verzichtete man darauf, durch Anordnung von Trennungsfugen auf die Ausdehnung oder Zusammenziehung infolge der Wärmewirkung Rücksicht zu nehmen.

Nr. 29.

Die Achbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach (Tirol), entworfen und ausgeführt von der Firma E. A. Westermann in Innsbruck und Bregenz hat eine Gesamtlänge von rund 116 m (vergl. S. 284 Nr. 25 und Abb. 310). Die sieben Öffnungen weisen eine Lichtweite von 15,57 m auf und eine Schiefe von 66° gegen die Flußrichtung.

In dem ursprünglichen Entwurfe waren Ausdehnungsfugen nicht vorgesehen. Infolge eines Gutachtens von Herrn Dr. v. Emperger wurden wenigstens zwei Trennungsfugen angeordnet und für die Verschieblichkeit der Brückenenden Sorge getragen, so daß sich zusammenhängende Eisenbetonkörper von 33, 49 und 33 m Länge und somit durchlaufende Träger über drei, vier und drei Stützen ergaben.

[1] Beton u. Eisen 1905, Heft IV, S. 83.

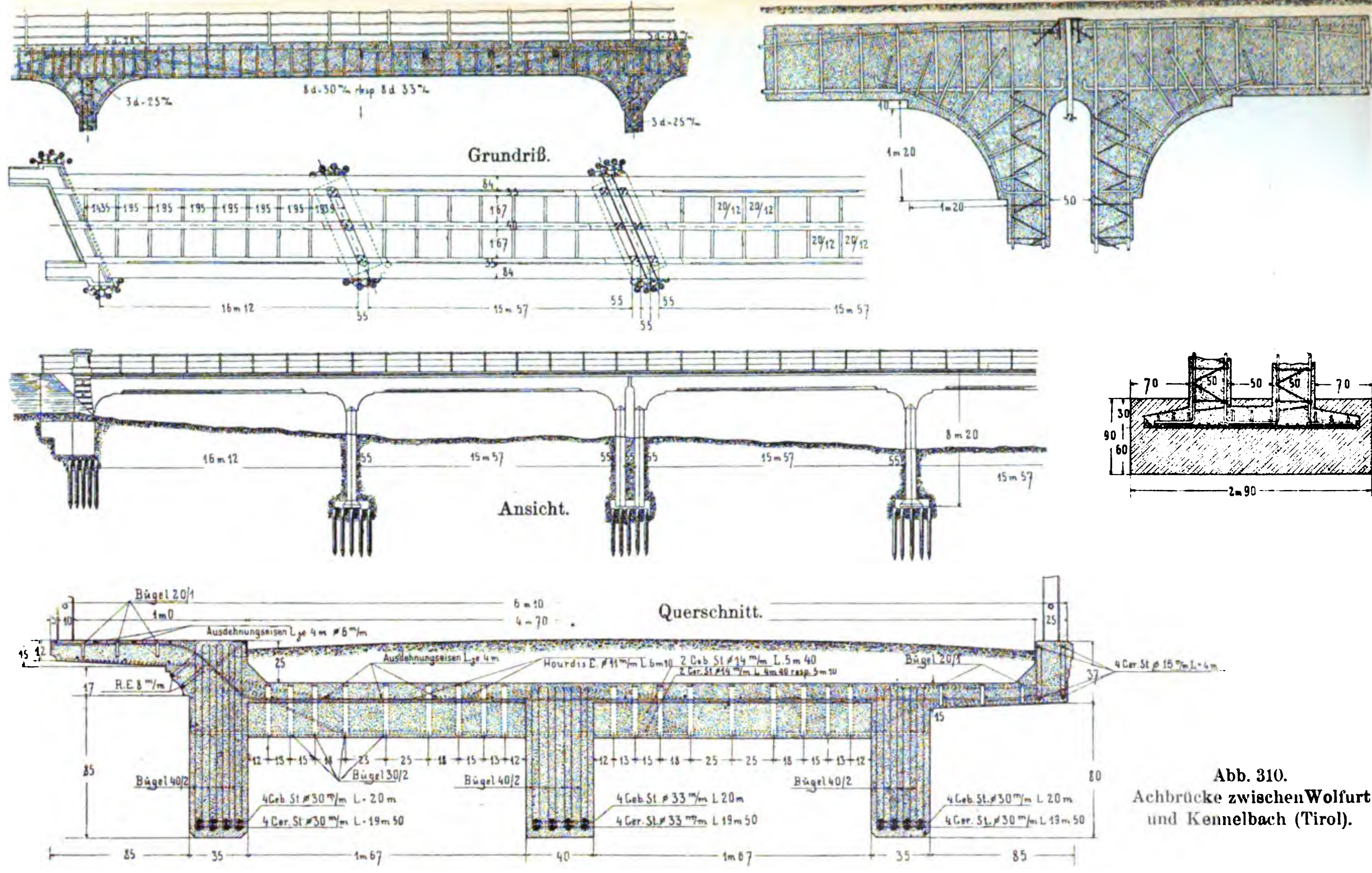


Abb. 310.
Achbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach (Tirol).

Bemerkenswert ist vor allem die Ausbildung der Trennungsfugen, wodurch die eigenartige Grundform dieser Brücke entstand. Anstatt die Enden der durchlaufenden Balken frei zu lagern, sollten dieselben mit den biegungsfesten Pfeilern ebenso wie mit den Zwischenstützen fest verbunden werden, so daß sich eine rahmenartige Ausbildung ergab, durch welche die positiven Momente wesentlich verringert wurden. Um diese Anordnung trotz der notwendigen 0,07 m breiten Trennungsfugen der Fahrbahntafel beizubehalten, machte sich eine Zweiteilung der Pfeiler unter diesen Fugen notwendig, so daß eigenartige Doppelpfeiler mit einem Zwischenraum von 0,50 m entstanden, die eine hinreichende Bewegungsfreiheit bei einer wagerechten Verschiebung der Pfeilerköpfe und einer Ausbiegung der Säulen gewährleisten.

Jeder Pfeiler besteht aus drei in der Flußrichtung hintereinander liegenden Einzelstützen, welche unter sich mittels Rundeisen von 16 mm Durchmesser in 0,60 m Abstand verbunden, und deren Zwischenräume ausbetoniert sind, so daß sie als eine massive Pfeilerwand erscheinen.

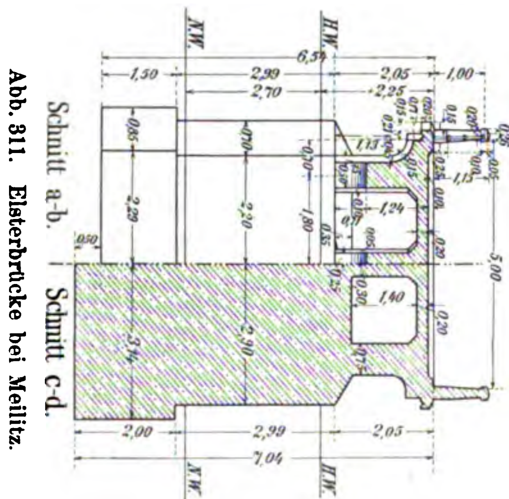
Die Überdeckung der Trennungsfugen in der Fahrbahntafel ist mittels zweier Winkeleisen ausgeführt. Durch ausgerundete, 1,20 m lange und ebenso hohe Ecksteifungen, die mit einem gekrümmten Rundeisen, sowie zahlreichen radial stehenden Flacheisenbügeln sorgfältig armiert sind, werden die Zwischenpfeiler mit den Hauptbalken verbunden. Mit Rücksicht auf das Driften von Holzstämmen liegt die Balkenunterkante 1,20 m über dem Höchstwasserstande. Die Pfeiler stehen auf einer Eisenbetonplatte mit unten liegendem Rundeisenrost. An den Doppelpfeilern werden durch diese Platte die beiden Wände zusammengehalten.

Die Tagesleistungen beim Betonieren betrugen 64 lfd. m eines Balkens oder 150 m² der Platte. Das Bauwerk wurde während der Ausführung, als die Balken der mittleren Öffnungen kaum acht Tage alt waren, einer unerwarteten Belastungsprobe durch ein plötzlich eingetretenes starkes Hochwasser unterzogen, bei welchem durch das Treibholz mit Baumstämmen bis 0,80 m Durchmesser sämtliche Gerüste unter den frisch betonierten Unterzügen weggerissen wurden, ohne daß Senkungen oder irgendwelche Schäden wahrgenommen werden konnten.

Nr. 30.

Die Elsterbrücke bei Meilitz (Sachsen-Weimar) (Abb. 311) dient zur Verbindung der auf dem rechten Elsterufer gelegenen Ortschaft Meilitz bei Weida mit der auf dem linken Elsterufer von der sächsischen Eisenbahnverwaltung geplanten Eisenbahnhaltestelle der Linie Gera—Plauen. Zunächst war eine Stampfbetonbrücke mit zwei seitlichen Öffnungen von 22 m und einer Mittelöffnung von 28 m in Aussicht genommen. Da die Ufer an der Überbrückungsstelle sehr flach sind und die nächsten Gebäude sowie die zukünftige Unterführung zur Haltestelle sehr nahe an der Brücke liegen, so erforderte die gewölbte Stampfbetonbrücke sehr hohe Anrampungen, trotzdem tauchten die Bogen noch ziemlich tief in die Hochwasserlinie ein. Der von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Leipzig eingereichte Gegenentwurf in Eisenbeton (Abb. 311) hatte den Vorteil, daß er infolge der wesentlich geringeren Konstruktionshöhe bedeutend flachere Anrampungen gestattete und außerdem die Hochwasserlinie freiließ. Die Gründung erfolgte zwischen Fangedämmen auf schwerem, festem Kiesboden. Die Brücke ist berechnet für eine Beanspruchung durch Menschengedränge und eine Dampfwalze von 15 t Gewicht. Die Mittel- und Endpfeiler sind in Stampfbeton hergestellt, die eigentliche Tragkonstruktion besteht aus Eisenbetonplatten von 20 cm Stärke und durchlaufenden, nur 1,24 m hohen Eisenbetonbalken auf fünf Stützen. Um eine gleiche Balkenhöhe in

sämtlichen Feldern zu erzielen, sind die Spannweiten der Endfelder zu etwa $^4/_5$ der Mittelfelder gewählt worden, so daß die Endöffnungen 18,50 m, die Mittelöffnungen dagegen 22 m Stützweite aufweisen. Zur Verringerung der Konstruktionshöhe wurden in die Balken über den Stützen doppelte Eiseneinlagen verlegt. In den Feldern des durchlaufenden Trägers sind doppelte Eiseneinlagen nur so weit verwendet worden, als sie zur Aufnahme des Zuges der negativen Momente erforderlich waren. Die Brücke wird seitlich durch ein einfaches eisernes Geländer zwischen Betonpostamenten abgeschlossen, die durch Eiseneinlagen an der Innenseite mit der Brückentafel verbunden sind. Auf die wasserdichte Asphaltisolierung der Fahrbahnplatte ist als Fahrbahnbefestigung Schlackensteinpflaster verlegt worden.



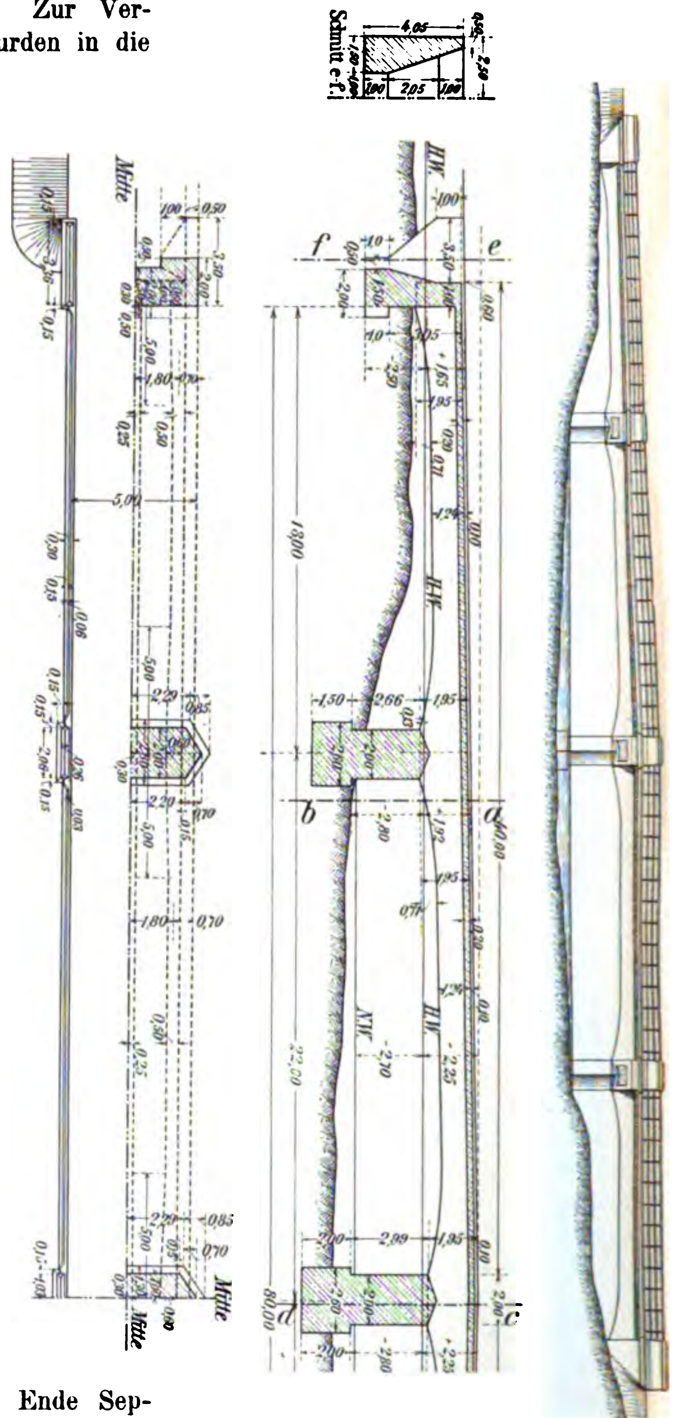


Abb. 311. Elsterbrücke bei Meilitz.

Mit der Ausschachtung wurde Ende September begonnen, innerhalb 8 Wochen waren die Gründung, die Betonierung der Pfeiler, die Aufstellung des Lehrgerüstes und die Betonierung der Balken sowie der Fahrbahnplatte beendet.

III. Auslegerträger.

Nr. 31.

Brücke über die Jungfersche Lake bei Elbing-Tiegenhof. Ein eigenartiges und bemerkenswertes Beispiel einer Balkenbrücke gibt die Abb. 312 u. 313 wieder, die eine von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Filiale Königsberg i. Pr., erbaute Brücke über einen schiffbaren Kanal darstellt. Um den Verkehr der Schiffe mit hohen Masten auch bei höchstem Wasserstande zu ermöglichen, wurde in der Mittelöffnung eine Mastenklappe von 0,80 m Breite vorgesehen, so daß also die Brücke aus zwei Teilen mit je einer Öffnung von 6,75 m Lichtweite und einem Kragarm von 3,35 m Ausladung besteht. Die Brücke dient zur Überführung der Kreisstraße Elbing—Tiegenhof und ist für eine Belastung mittels einer 20 t schweren Dampfwalze berechnet. Die Pfeiler sind mit den Balken fest verbunden und auf hölzernen Pfählen gegründet. In den mittleren Pfeilern sind die Pfähle wesentlich dichter gestellt, wodurch einer Druckverlagerung, die bei der elastischen Formänderung der Kragarme und Pfeiler eintreten kann, Rechnung getragen wird.

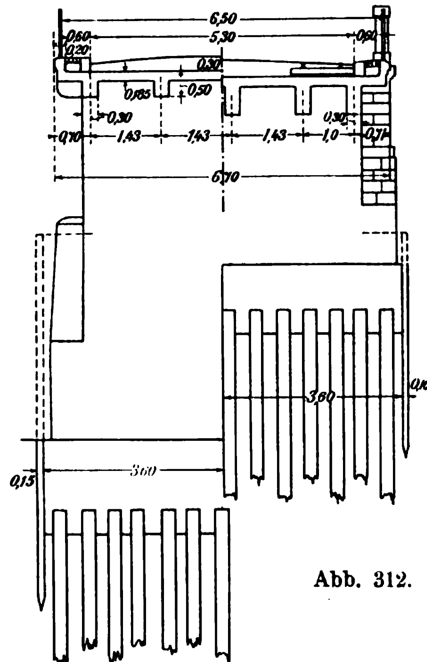


Abb. 312.

Nr. 32.

Die Straßenüberführung über den Bahnhof Bochum-Nord, ausgeführt von der Firma Carl Brandt in Düsseldorf, gehört zu den größten Balkenbrücken aus Eisenbeton. Betreffs der allgemeinen Anordnung dieser bemerkenswerten Brücke, bei welcher die bisher nur selten ausgeführten Kragträger angewendet wurden, vergl. die allgemeinen Erörterungen auf S. 243, sowie Abb. 67 u. 68 und die Grundmaße auf S. 284, Nr. 26.

In der Hauptöffnung, deren Stützweite 26,0 m beträgt, ergeben sich für die vorgeschriebene Belastung mit einer Dampfwalze von rd. 30 t Gewicht die aus Abb. 311 ersichtlichen Abmessungen, wie sie bei Straßenbrücken nur selten vorkommen. Im Brückenquerschnitt *a—a* ist die Eisenbetonplatte entsprechend der Neigung der Straßen- und Gangbahnoberfläche ebenfalls geneigt angenommen. Auch ist bemerkenswert, daß die Plattenstärke von dem selten großen Werte von 0,26 m unter der Fahrbahn bis auf 0,12 m an den Brückenrändern unter den Gangbahnen abnimmt. Die 1,16 m hohe, voll ausgebildete Brüstungswand, welche das Scheuwerden der Pferde verhindern soll, ist mit 0,10 m Stärke in unmittelbarem Zusammenhange mit der Platte ausgeführt. Die Hauptträger 3 unter den Gangbahnen haben, der geringeren Belastung entsprechend, auch eine kleinere Höhe erhalten gegenüber den Trägern 1 und 2 unter der Fahrbahn.

Der Hauptträger *A—B* ist über den Stützen 2,74 m und in der Mitte der Hauptöffnung 2,24 m hoch. Zahlreiche Bügel dienen dazu, die Obergurteisen zu verankern bezw. einen Verbund mit den Untergurteisen herzustellen. Die Querträger in der Hauptöffnung sowie über den Stützen sind mit der Platte nicht verbunden. Auf ihre Armierung wurde besondere Sorgfalt verwendet, wie auch aus dem Brückenquerschnitt hervorgeht. Die bis zu 14 m hohen Pfeilerwände, bei denen übrigens von einer zentrischen und einer beweglichen Lagerung der Balken abgesehen wurde, stehen auf

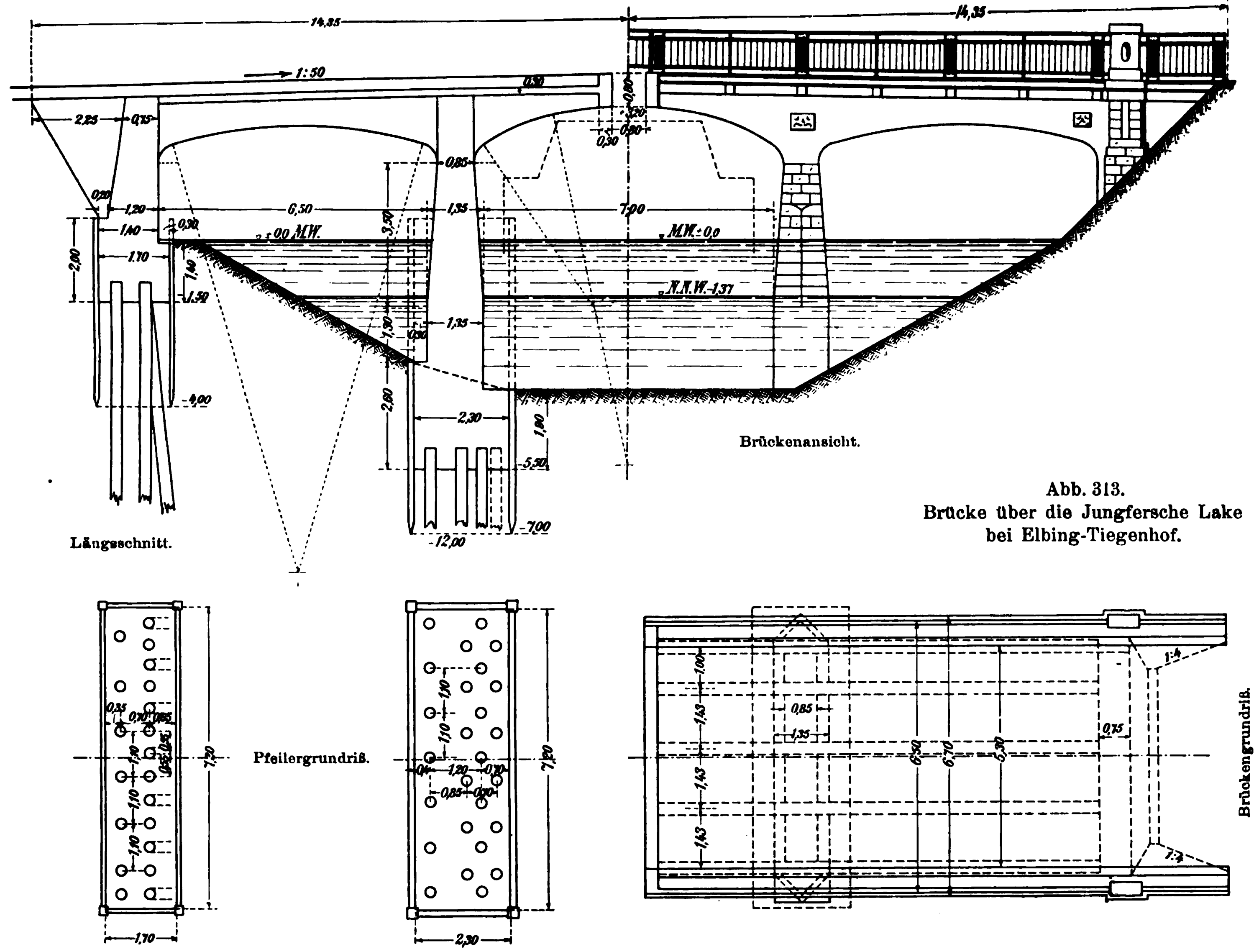


Abb. 313. Brücke über die Jungfersche Lake bei Elbing-Tiegenhof.

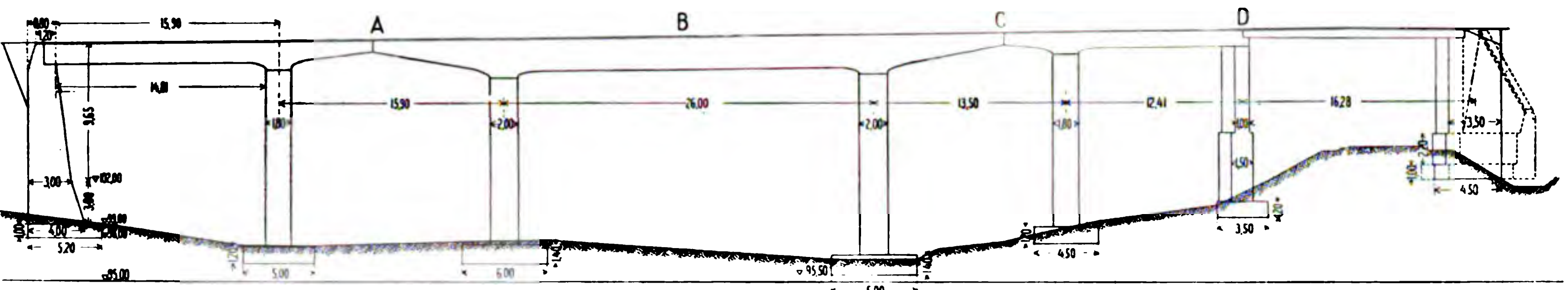


Abb. 314a. Brückenlängsschnitt.

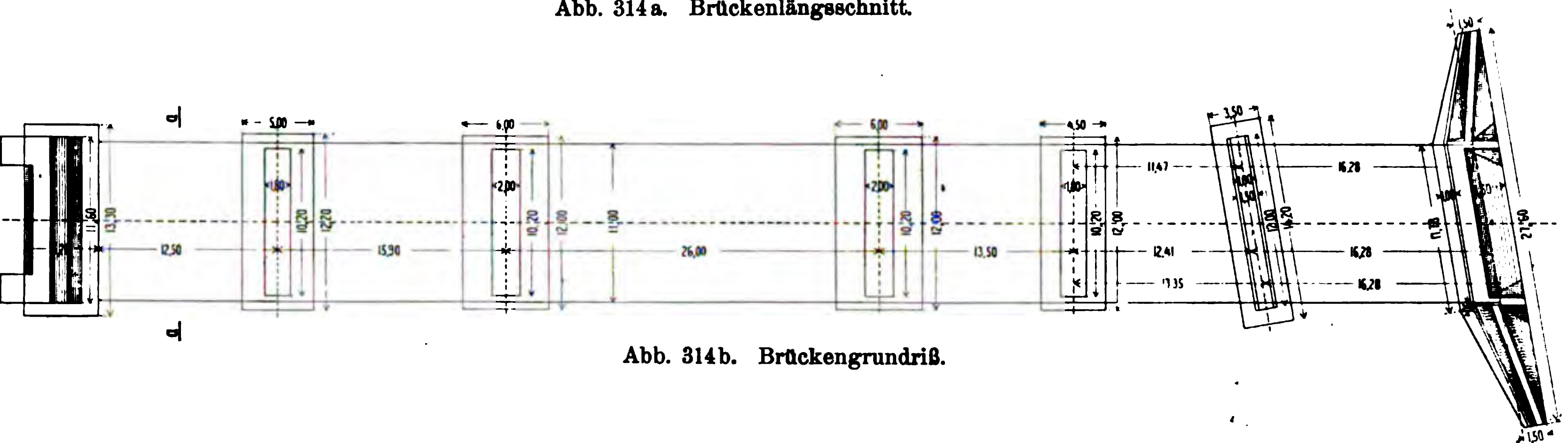


Abb. 314b. Brückengrundriß.

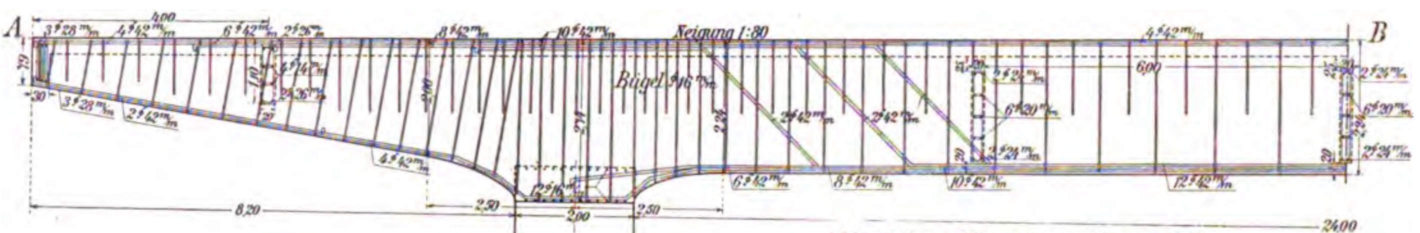


Abb. 314c. Hauptträgerlängsschnitt.

Abb. 314a bis c. Straßenüberführung über den Bahnhof Bochum-Nord.

6,0 m breiten Fußplatten. Der Träger $C—D$ ist mit der anschließenden rechten Endöffnung verankert (Abb. 315a), welche im übrigen jedoch unabhängig von dem System der Kragträger als ein einfacher Balken auf zwei Stützen zu betrachten ist (Abb. 314a).

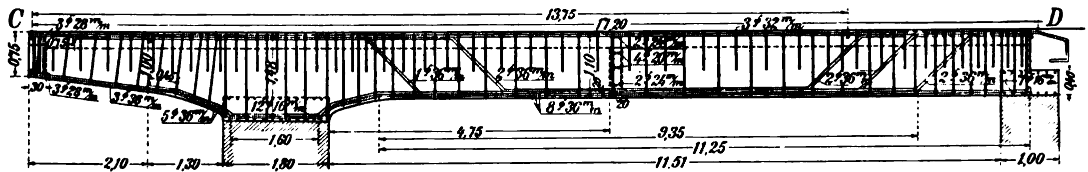


Abb. 315a. Hauptträger-Längsschnitt.

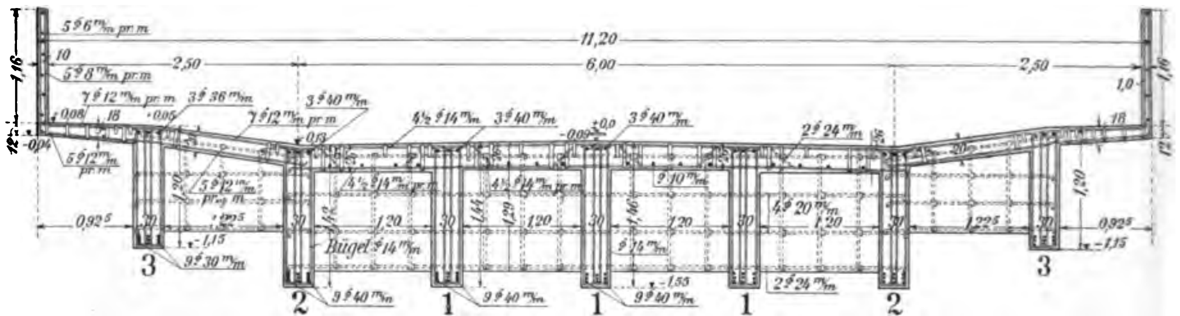


Abb. 315b. Brückenquerschnitt.

Abb. 315a u. b. Straßenüberführung über den Bahnhof Bochum-Nord.

Die Ausführung der Brücke erfolgte unter äußerst beschränkten Raumverhältnissen über den Betriebsgleisen, auf welchen täglich mehr als 400 Züge verkehrten.

IV. Rahmenträger.

Nr. 33.

Die Staatsstraßenbrücke in Markersbach (Sachsen) war die erste Rahmenbrücke, welche im Bereiche der Königlich Sächsischen Staatseisenbahn-Verwaltung und unter deren Aufsicht ausgeführt wurde und zwar von der Firma Max Pommer-Leipzig nach dem Entwurfe von Hennebique-Paris (Abb. 316).

Im Gegensatz zu den folgenden Rahmenbrücken (vergl. Nr. 34 bis 36) liegen bei diesem Beispiele die Rahmenpfosten hinter der Wandplatte (Abb. 316a u. e), wodurch man zwar eine ebene Innenansicht der Brücke erhält, dafür aber den Nachteil der gerippten Rückfläche eintauscht. Wie aus dem unregelmäßig gestalteten Grundriß dieser Brücke nebst den anschließenden Flügelmauern hervorgeht, war hier die Anwendung von Eisenbeton die zweckentsprechendste Lösung. Die Rippen der Flügelmauern sind als Druckstreben an die Vorderseite der Platte gestellt (Abb. 316a u. b).

Betreffs der Eiseneinlagen sei auf die Abbiegung der Balkeneisen hingewiesen, welche sich in der Rahmenecke nahezu gleichmäßig über den Querschnitt verteilen und dadurch eine möglichst gute Überleitung der Kräfte in den nicht besonders versteiften Ecken des Rahmens gewährleisten (Abb. 316c u. d). Durch große Aufstandsplatten der Pfosten wird eine günstige Bodendruckverteilung und eine vorteilhafte Einspannung erzielt.

Diese Brücke wurde bereits einmal mit einem 31,2 t schweren Kesselwagen befahren, zu dessen Fortbewegung 11 Paar Pferde erforderlich waren. Bei dieser Gelegenheit wurden vom Brückenbaubureau der Staatseisenbahnen Beobachtungen vorgenommen, deren Ergebnisse in jeder Beziehung befriedigten.

Abb. 316 a. Brückengrundriß.

Abb. 316 a bis e. Staatsstraßenbrücke in Markersbach.

Abb. 316 b. Brückenquerschnitt.

Abb. 316 d. Trägerlängsschnitt.

Abb. 316 c. Trägerquerschnitt.

Abb. 316 e. Trägergrundriß.

Nr. 34.

Die 66,5 m lange Überdeckung für die Roßweiner Straße in Döbeln wurde im Jahre 1904 ebenfalls im Bereiche der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung unter deren Aufsicht von der Firma Max Pommer-Leipzig ausgeführt (Abb. 317a bis c).

In ähnlicher Weise wie bei der Überführung in Markersbach (Beispiel Nr. 33) sind hier auch die Widerlager aus Eisenbeton und in festem Zusammenhang mit den Hauptbalken ausgebildet, so daß die Grundform eines biegungsfesten dreiseitigen Rahmens entsteht. Durch die sich gegen das Erdreich lehnenden senkrechten Schenkel

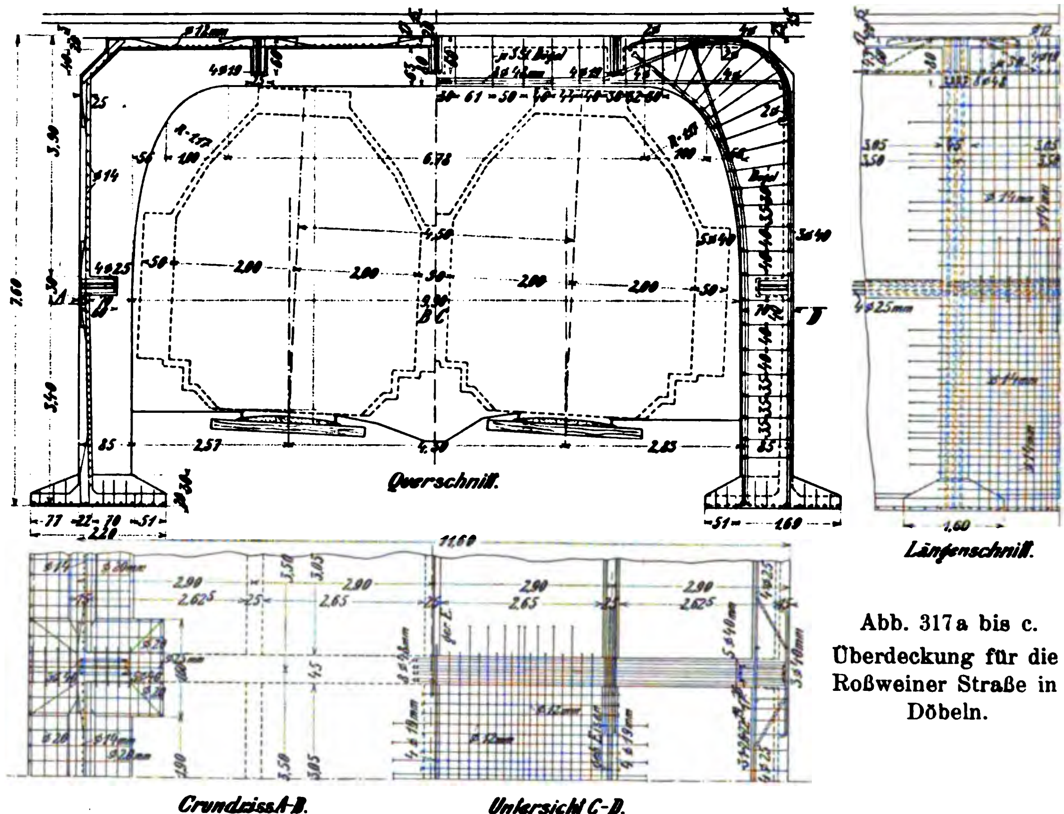


Abb. 317a bis c. Überdeckung für die Roßweiner Straße in Döbeln.

wird eine kräftige Einspannung erzeugt, wodurch die positiven Momente des wagerechten Balkens wesentlich verringert werden. Während jedoch bei der Markersbacher Überführung, ähnlich wie bei den Widerlagern der Bogenbalken und bei den meisten Winkelstützmauern die senkrechten Rippen hinter der Platte liegen, sind hier umgekehrt die Rippen vor den Platten angeordnet. Dies gewährt vor allem den Vorteil, daß eine ebene, leicht abzudichtende Rückfläche entsteht, alle einspringenden Ecken und Wassersäcke im Erdreich vermieden werden und sämtliche tragenden Teile sichtbar und leicht zugänglich sind. Die Ecken des Rahmens sind, soweit es das Normalprofil des lichten Raumes zuläßt, kräftig ausgerundet, wodurch man eine wirksame, steife Verbindung der Wände und der Decke erhält. Die Anordnung der Platte auf der Außenseite hat zwar den Nachteil, daß die Rippe im oberen Teile der lotrechten Schenkel im Druckgurt liegt, bietet aber den statischen Vorteil eines gleichmäßigen Übergangs des Querschnitts von Wand und Balken.

Von den auf S. 284, Nr. 27 zusammengestellten Grundmaßen ist vor allem der

ungewöhnlich große Abstand der Hauptbalken von $a = 3,50$ m auffallend, welche durch drei Nebenbalken mit $b = 2,90$ m Abstand verbunden sind. Es entstehen somit im Grundriß nahezu quadratische Felder für die Platten, die bei $d = 0,17$ m Stärke kreuzweise armiert sind, wobei die Eisen in der Plattenmitte enger als an

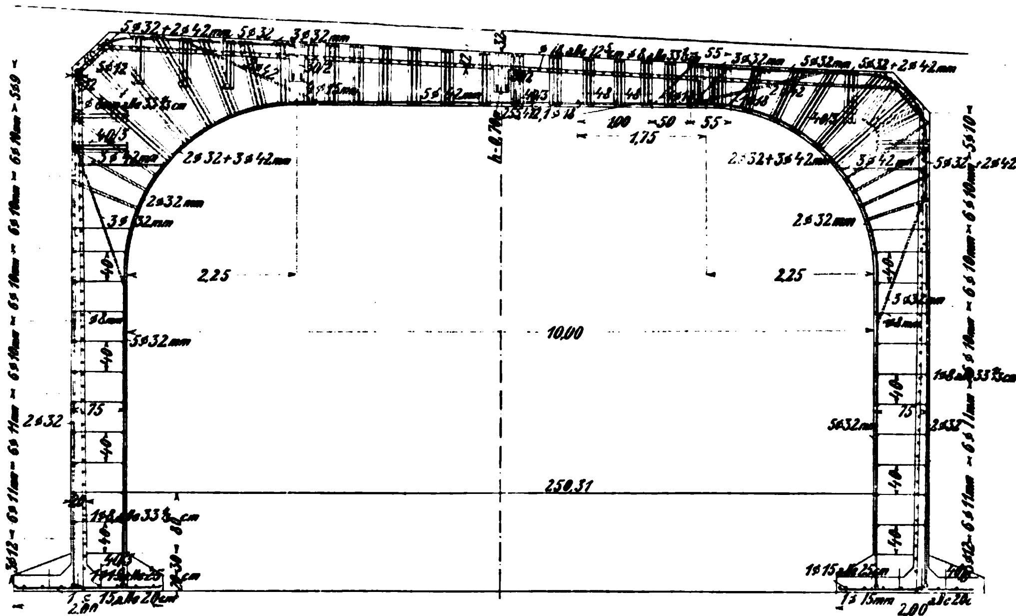
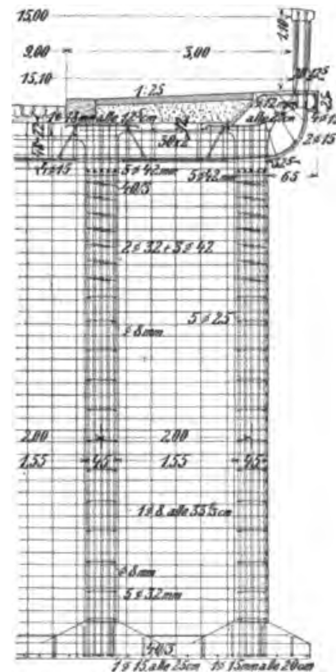


Abb. 318a u. b. Straßenüberführung in Meerane (Sachsen).



den Auflagern liegen. Über den Hauptbalken ist sowohl in der Platte wie in den Nebenbalken ein Teil der Eisen abgebogen. Die Hauptbalken sind infolge ihres großen Abstandes ungewöhnlich stark armiert, und zwar mit $\varphi = 0,56$ vH., während in den Pfosten eine etwas schwächere Armierung außen wie innen vorgesehen ist. In den Rahmenecken sind die Balkeneisen abgebogen und durch zahlreiche Flacheisenbügel verankert. An diese im Einschnitt liegende Überdeckung schließen sich lange Flügel- und Futtermauern an, die ebenfalls in Eisenbeton hergestellt sind.

Nr. 35.

Die Wegüberführung bei Dennheritz (Stat. 21 + 90 der Linie Schönbörnchen—Gößnitz) wurde im Bereiche der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung und deren Aufsicht nach dem Muster der unter Nr. 34 beschriebenen Überdeckung in Döbeln von der Firma Max Pommer, Leipzig im Jahre 1905 ausgeführt (vergl. die Grundmaße S. 284, Nr. 28). In der äußeren Form gleicht sie fast vollständig der Nr. 36.

Sie unterscheidet sich von der Überdeckung in Döbeln vor allem in der lichten Wegbreite, die hier nur 6 m beträgt, und auch im Balkenabstande von $a = 1,87$ m.

Im Längsschnitt ist zwar die Trägerhöhe in der Mitte ebenfalls 0,80 m, entsprechend $l:h = 13{,}3$, infolge der Neigung des Weges von 1 : 21 wird in $^1/_4$ der Stützweite die Höhe auf 0,667 m vermindert, ganz ähnlich wie in Abb. 318a, so daß für diese Stelle, welche mit Rücksicht auf die Querkräfte besonders sorgfältig auszubilden war, $l:h = 16$ beträgt.

Die Platte der senkrechten Schenkel, welche den Abschluß gegen das Erdreich bildet, hat dem wachsenden Erddruck entsprechend oben 0,12 m, unten dagegen 0,20 m Stärke.

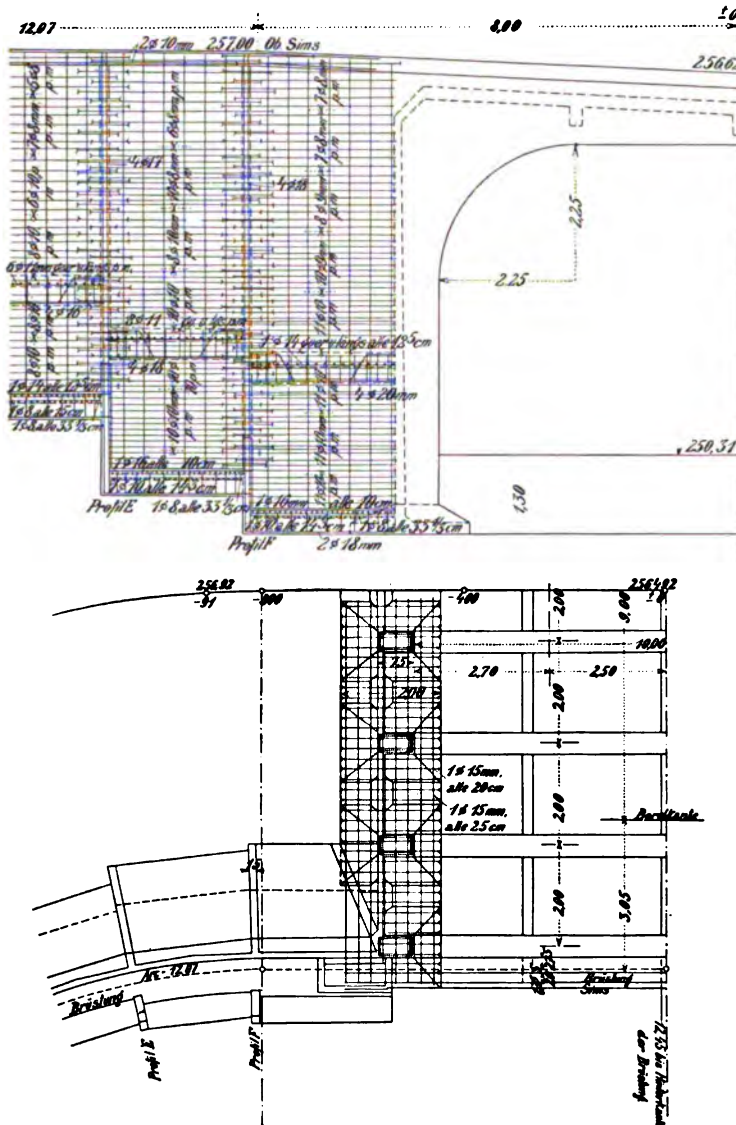


Abb. 318c u. d. Straßenüberführung in Meerane (Sachsen).

Die anschließenden Flügelmauern sind ähnlich wie bei Abb. 320 ebenfalls in Eisenbeton in dem bekannten **L**-förmigen Stützmauerprofil ausgeführt, wobei die ebene Vorderfläche einen Anlauf von 1 : 5 erhalten hat.

Nr. 36.

Die **Straßenüberführung in Meerane in Sachsen** (Stat. 72 + 50 der Staatsbahnlinie Schönbörnchen — Gößnitz), ausgeführt von der Firma Max Pommer, Leipzig im Jahre 1906 unter der Aufsicht der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahn-Verwaltung, gleicht in ihrer Grundform vollständig der unter Nr. 35 beschriebenen Brücke.

Sie nimmt jedoch eine wohl einzigartige Sonderstellung dadurch ein, daß für sie von der Stadtverwaltung die fast unmögliche Belastung durch einen 50 t schweren Kesselwagen (vergl. S. 273) vorgeschrieben wurde. Dazu kam noch die erschwerende Forderung einer auf das äußerste einzuschränkenden Bauhöhe, da die anläßlich der Beseitigung des bisher vorhandenen Übergangs in Schienenhöhe anzulegende Rampe bei einer gegebenen Straßenneigung von 1 : 21 die angrenzenden Villengrundstücke sehr entwertete und daher möglichst niedrig gehalten werden sollte.

Es wurde bei 0,32 m Versteinungsstärke die Trägerhöhe in der Balkenmitte zu $h = 0{,}70$ m, also $l:h = 15{,}4$, sowie in rund $^1/_4$ der Stützweite zu $h' = 0{,}57$ m, folglich

$l:h' = 18{,}9$ gewählt und diese schwächste Stelle besonders bezüglich der Querkräfte sorgfältig untersucht. Durch drei hier eingelegte abgebogene Eisen durch den Nebenbalken, welcher vor allem die Nachbarträger zur Mitwirkung heranzieht, und durch zahlreiche kräftige Flacheisenbügel wurde diese Stelle in der erforderlichen Weise verstärkt. Infolge der beschränkten Trägerhöhe und der großen Verkehrslast war eine stärkere Eiseneinlage als bei dem vorigen Beispiel erforderlich, so daß sich durchschnittlich $\varphi = 0{,}53$ vH. ergibt. An den drei soeben beschriebenen Beispielen von Rahmenbrücken, die in ihrer äußeren Grundform, ihrem Betonvolumen und ihrem Eigengewicht sich fast vollständig gleichen, erkennt man, wie die verschieden großen Verkehrslasten und die Erschwernisse durch Beschränkung der Bauhöhen besonders in der Menge der Eiseneinlagen zum Ausdruck kommen, während die innere und äußere Begrenzung der Betonkörper von den jeweilig gegebenen geometrischen Grundgrößen der sich kreuzenden Verkehrswege abhängt (vergl. S. 267 u. 296). Nur die Plattenstärke von 0,22 m unter der Fahrbahn gegenüber einer solchen von nur 0,12 m unter den Fußwegen (siehe den Querschnitt Abb. 318b) läßt bei dem letzteren Beispiel auf außergewöhnlich starke Raddrücke schließen. Erwähnenswert ist im Querschnitt noch die Ausbildung der Konsolen und der durchbrochenen Brüstung, die ebenfalls in Eisenbeton hergestellt ist.

Die im Grundriß kreisförmig gestalteten Flügelmauern sind wiederum in Eisenbeton ausgeführt.

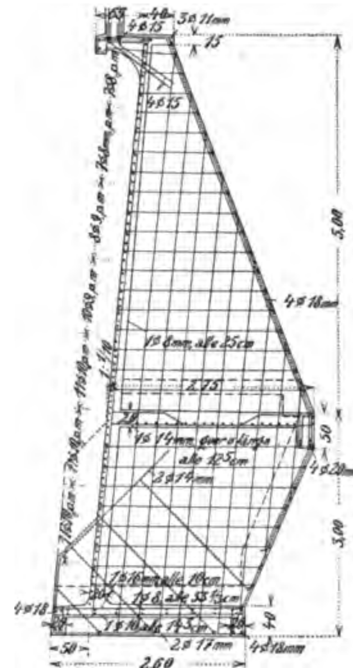


Abb. 319.

Nr. 37.

Die Abb. 320 stellt eine Brückengrundform dar, wie sie in größerer Zahl bei den Staatsstraßenbauten in Illinois ausgeführt worden sind.[1])

Für kleinere Lichtweiten bis 5,50 m bildet eine trägerlose Platte mit den senkrechten Wänden einen steifen Rahmen. Die Trageisen der Platte sind zwar regelrecht abgebogen, ferner ist auch für eine Armierung der Eckaussteifungen Sorge getragen, dagegen sind die senkrechten Wände in notdürftiger Weise nur mit einem einseitigen Netz von geraden Stäben an der Innenfläche versehen, während eine Berücksichtigung der negativen Momente dieser biegungsfesten Teile zu vermissen ist.

Bei größeren Lichtweiten bis zu 15 m werden die Rahmenbrücken mit versenkter Bahn ausgeführt, wobei allerdings die Wegbreite nicht übermäßig groß sein darf (vergl.

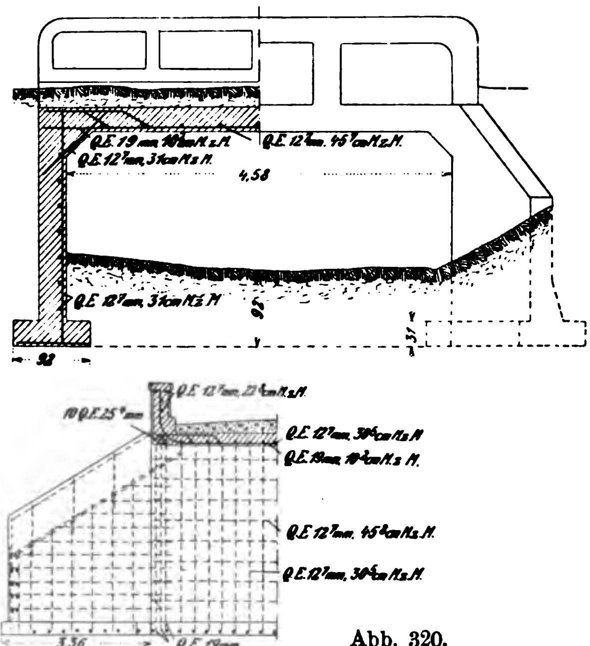


Abb. 320.

Staatsstraßenbrücken in Illinois.

[1]) Siehe Engineering Record 1907, Bd. 55, S. 501.

S. 250). Die Brüstungen sind als Randträger ausgebildet, zwischen denen eine 0,28 m starke Platte gespannt ist. Jedes dritte Trageisen derselben ist im Obergurt des Randträgers verankert. Zwischen den Endpfosten dieser rahmenartigen Randträger bildet je eine Eisenbetonplatte den Abschluß gegen das Erdreich, an welche sich ähnlich ausgebildete Flügelmauern anschließen.

Nr. 37a.

In Abb. 321 ist ein im lichten 5,0 m weiter Durchlaß eines dreiseitigen Rahmenträgers dargestellt, entworfen und ausgeführt von Professor Zielinsky in Budapest.

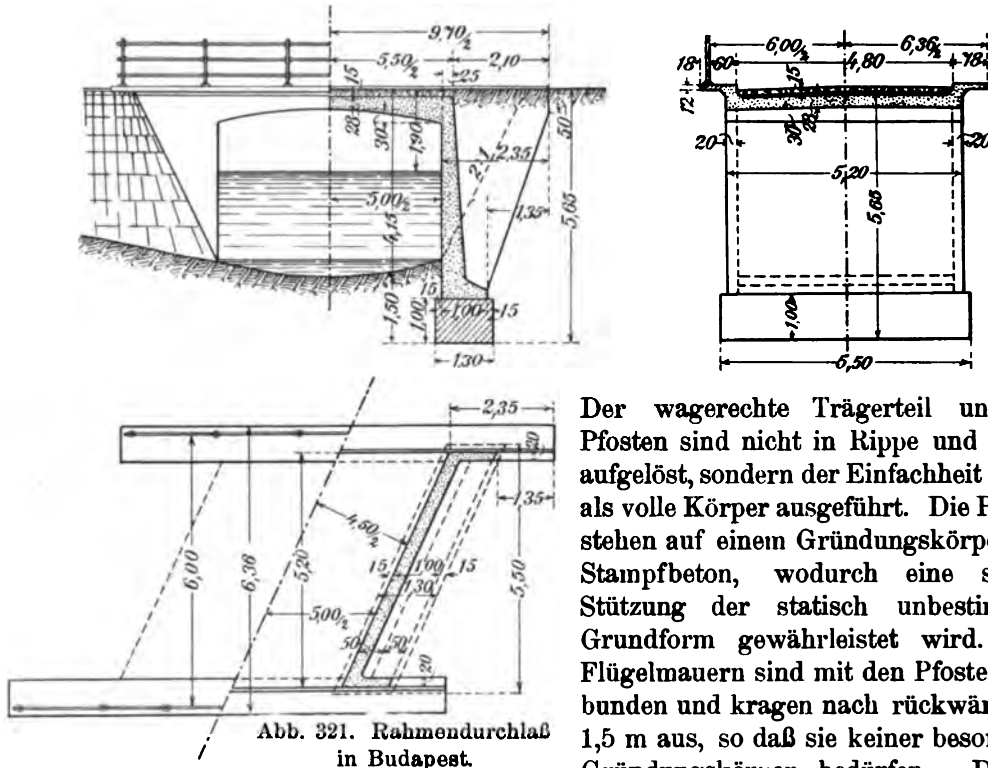


Abb. 321. Rahmendurchlaß in Budapest.

Der wagerechte Trägerteil und die Pfosten sind nicht in Rippe und Platte aufgelöst, sondern der Einfachheit halber als volle Körper ausgeführt. Die Pfosten stehen auf einem Gründungskörper aus Stampfbeton, wodurch eine sichere Stützung der statisch unbestimmten Grundform gewährleistet wird. Die Flügelmauern sind mit den Pfosten verbunden und kragen nach rückwärts um 1,5 m aus, so daß sie keiner besonderen Gründungskörper bedürfen. Die im Querschnitt ersichtliche Breite der weit auskragenden Fußwege von 0,60 m dürfte wohl als Mindestmaß zu bezeichnen sein. Die Verkehrslast bestand in einem 20 t schweren Dampfpflug.

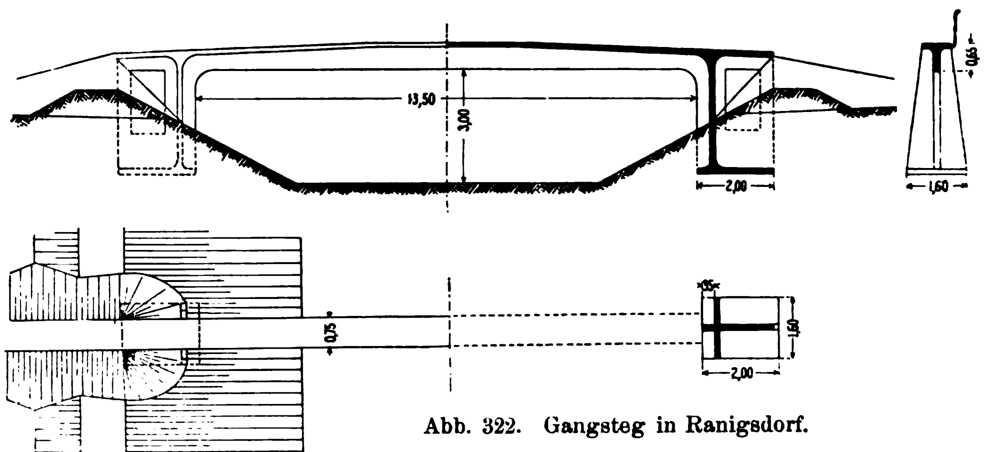


Abb. 322. Gangsteg in Ranigsdorf.

Nr. 38.

Der **Gangsteg in Ranigsdorf** bildet ein äußerst seltenes Beispiel für die Anordnung von einem einzigen Hauptträger (Abb. 322). Die Tragrippe ist über die Endpfosten des Rahmenträgers von 13,5 m Lichtweite hinaus verlängert und mittels einer rechteckigen Öffnung durchbrochen. Wie der Brückenquerschnitt zeigt, sind die Endpfosten nach unten zu verbreitert, um eine möglichst große Standfestigkeit in der Querrichtung zu erzielen. Die äußerst geringe Breite der Gangbahnen von nur 0,75 m sowie das auf einer Seite angeordnete Geländer gestattet naturgemäß nur einzelnen Personen die Benutzung dieses Steges.

Nr. 38a.

Die **Fußgängerbrücke in Landeshut** (vergl. Nr. 40, S. 286), ausgeführt von der Allgemeinen Beton- und Eisen-Gesellschaft Berlin, mit 20 m Lichtweite ist eine Rahmenbrücke, an welche sich beiderseits je ein Treppenlauf anschließt (Abb. 323). Die beiden Hauptträger sind, wie der Grundriß und die beiden Querschnitte zeigen, an den Auflagern stark verbreitert, um den negativen Einspannungsmomenten Rechnung zu tragen.

Bemerkenswert ist auch die Anordnung der Balkeneisen, welche, wie die in Abb. 323a eingeschriebenen Buchstaben angeben, nicht auf die ganze Trägerlänge durchgeführt, sondern bei einer mittleren Eisenlänge von etwa 12,5 m gegeneinander verschoben angeordnet jeweilig im Obergurt verankert sind. Wie weit dieses Verfahren, durch dessen Anwendung man bei weit gespannten Brücken die schwer ausführbare Verbindung der Eisenstäbe im Zuggurt (vergl. S. 423) völlig vermeidet, zulässig ist, müssen erst eingehende Versuche erweisen.

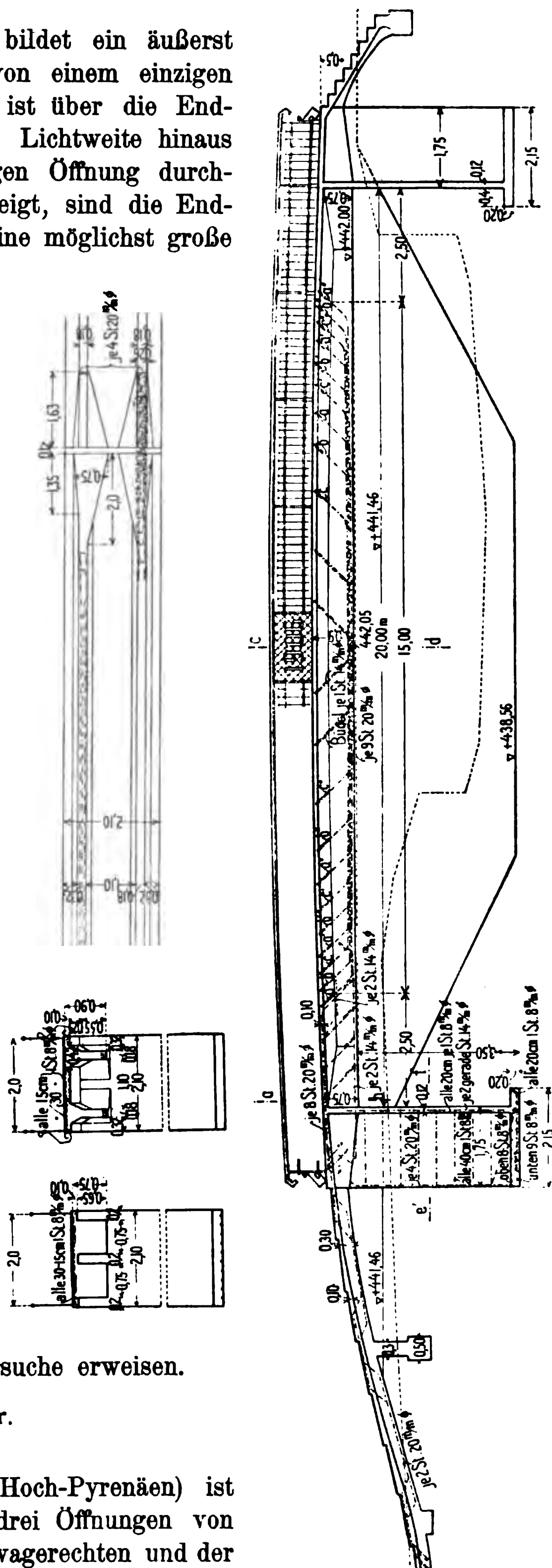


Abb 323a bis d. Fußgängerbrücke in Landeshut.

V. Bogenbalkenträger.

Nr. 39.

Die **Echezbrücke in Tarbes** (Hoch-Pyrenäen) ist ein durchlaufender Bogenbalken über drei Öffnungen von rd. 12,90 m lichter Weite, wie aus der wagerechten und der

stehenden Lagerfuge der beiden Widerlager, sowie aus der Krümmung des Trägeruntergurtes hervorgeht (Abb. 324). Die schmalen Widerlager sind, wie der Grundriß zeigt, durch die kräftigen anschließenden Flügel versteift, so daß sie imstande sind, einen wagerechten Schub von einer bestimmten Größe aufzunehmen. Die beiden in Eisenbeton vollwandig ausgebildeten Zwischenstützen stehen auf Betonfundamenten. Im Brückenquerschnitt ist der ungewöhnlich große Balkenabstand von 2,60 m bemerkenswert und die Querschnittsausbildung der überkragenden Platte zur möglichsten Ausnutzung der verfügbaren Höhe für die Hauptträger.

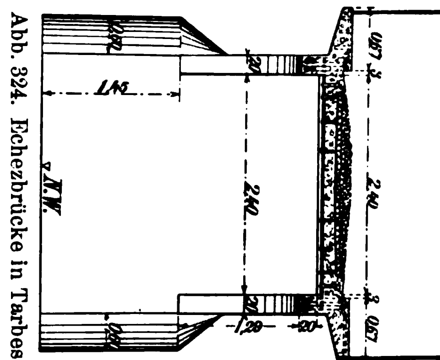
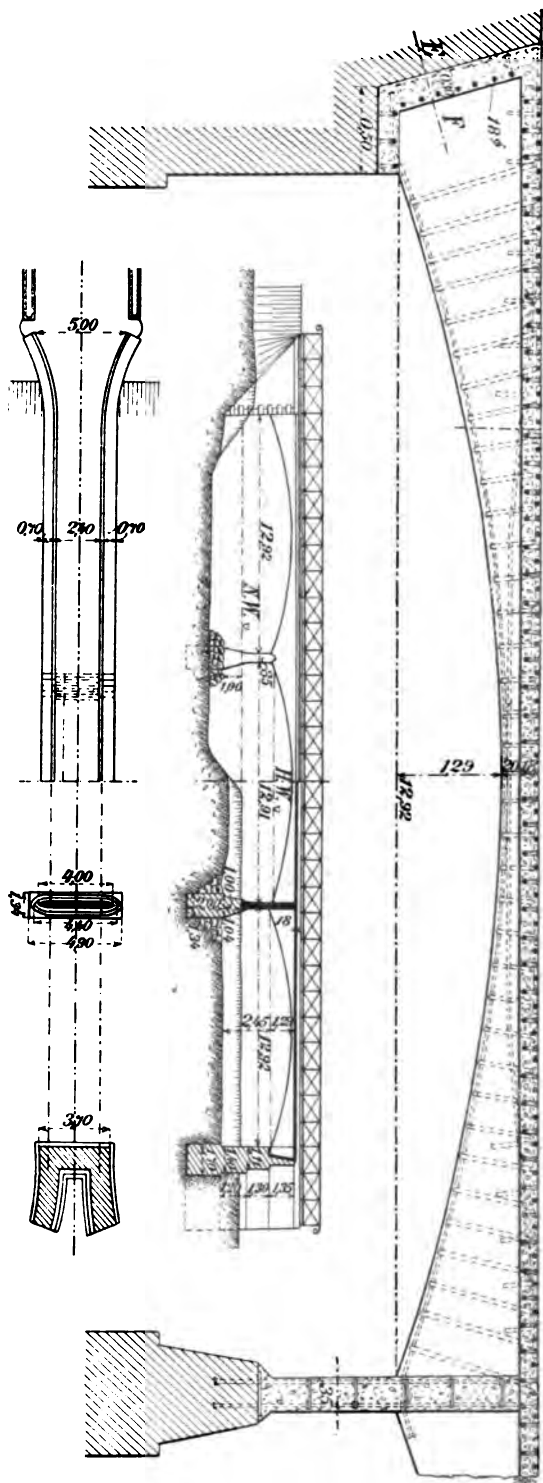


Abb. 324. Echezbrücke in Tarbes.

Nr. 40.

Eines der kühnsten und architektonisch wirkungsvollsten Bauwerke der Firma Hennebique ist der **Gangsteg über die Lusthofstraße in Rotterdam** von 29 m Lichtweite (vergl. Abb. 84, S. 249 und Abb. 325), erbaut im Jahre 1901. Nach der Ausfüllung des alten Wasserlaufes Groene-Wetering, welcher das Fabrikgelände der Gasanstalt Oost-Zeedyk in zwei Teile trennte, wurde eine rd. 26 m breite Allee, die Lusthofstraße, errichtet. Um das beständige Öffnen und Schließen der Fabriktore zu ersparen, sollte eine vor allem auch architektonisch befriedigende Brücke die beiden getrennten Teile der Gasanstalt verbinden. Die Höhenlage war dadurch bestimmt, daß für die elektrische Straßenbahn mit Oberleitung eine lichte Höhe von 6,0 m gefordert wurde.



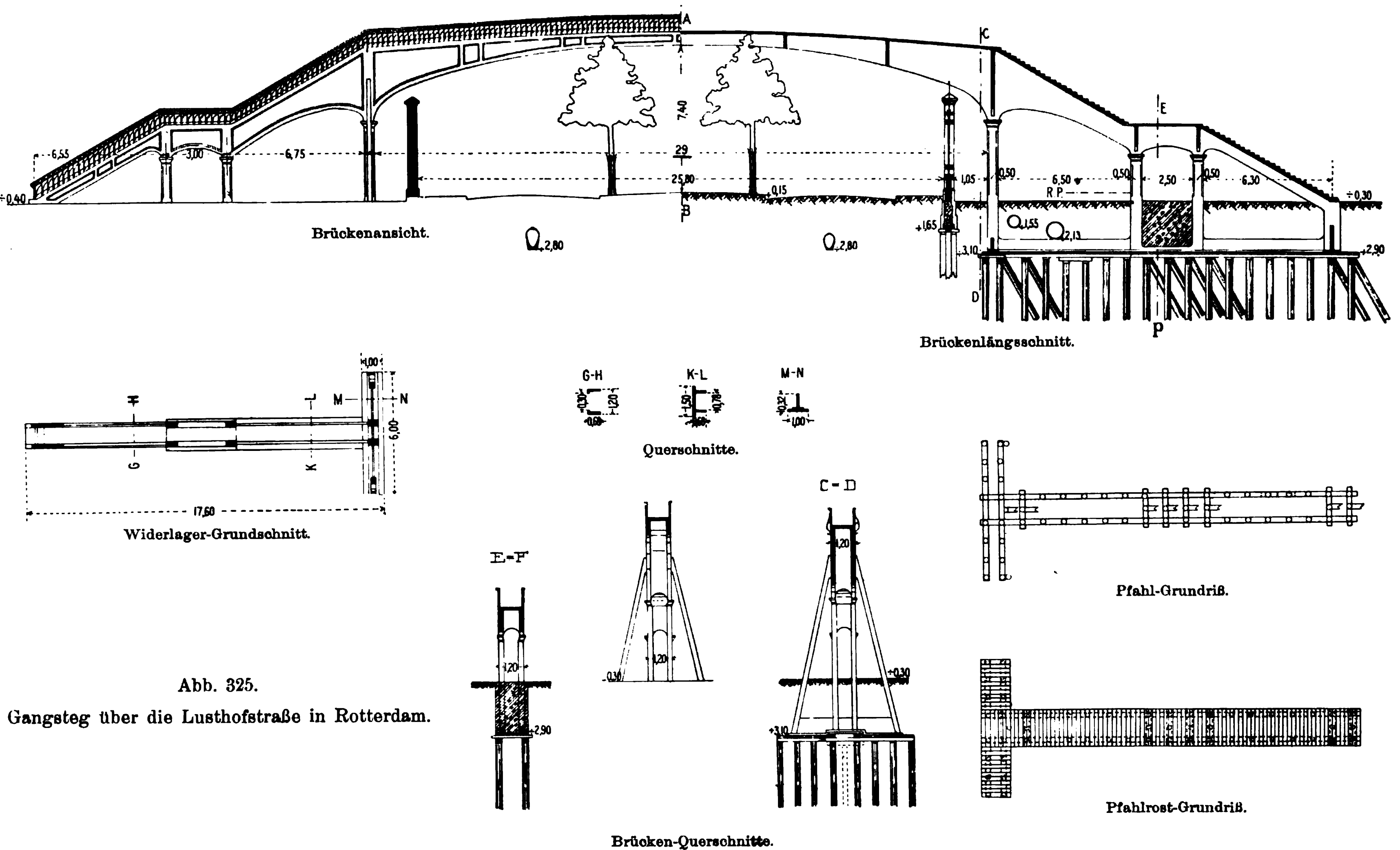
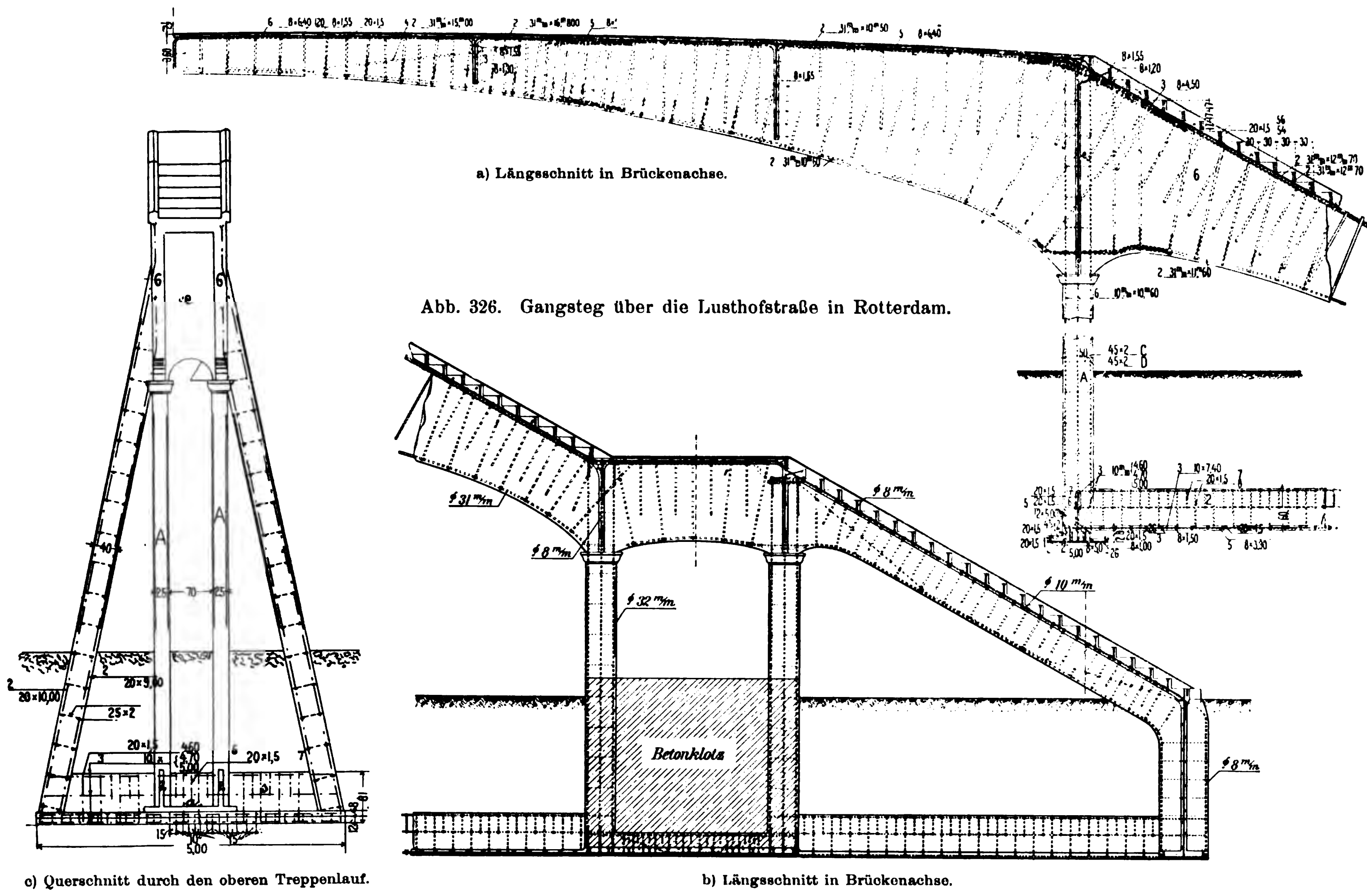


Abb. 325.
Gangsteg über die Lusthofstraße in Rotterdam.



a) Längsschnitt in Brückenachse.

Abb. 326. Gangsteg über die Lusthofstraße in Rotterdam.

c) Querschnitt durch den oberen Treppenlauf.

b) Längsschnitt in Brückenachse.

Die Widerlager, welche unter den beiden Treppenaufgängen liegen und in Säulen und Träger aufgelöst sind, stehen auf Rosten von 16 m langen Holzpfählen. Infolge dieser eigenartigen Gestaltung der Widerlager ist es fast unmöglich, allein aus der Ansicht der Brücke ihre Grundform zu erkennen. Das Tragwerk wurde von der Firma Hennebique als eingespannter Träger für eine gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/lfd. m berechnet und das erforderliche Gegengewicht an den Widerlagern durch einen 20 t schweren Betonklotz erzielt, welcher zwischen den mittleren Säulen des Widerlagers liegt und den Pfahlrost zentrisch belastet. Daß man aber auch in Wirklichkeit das Auftreten von wagerechten Schubkräften erwartet hat, geht aus der stark geneigten Stellung eines Teiles der Gründungspfähle hervor. Nach der auf S. 247 gegebenen Begriffsbestimmung ist somit dieses Bauwerk als eine Bogenbalkenbrücke anzusehen.

In der Querrichtung wurde durch seitliche Streben an den mit A bezeichneten Stützen (Abb. 326c) die erforderliche Quersteifigkeit erreicht. Die untere Verbindung dieser Stützen und der Säulen unter den Treppen erfolgt durch Balken mit T-förmigem Querschnitt, wobei die Rippe nach oben gelegt ist.

Bei der Betonierung der Hauptbalken wurde auf einen symmetrischen Fortschritt von den Stützen nach der Mitte zu Gewicht gelegt. Nach zwei bis drei Tagen entfernte man bereits die seitlichen Wandungen.

Bei der Belastungsprobe brachte man, um eine Gefährdung der Menschen zu verhüten, die Last nicht wie sonst üblich unmittelbar auf der Oberfläche der Brücke auf, sondern hing eine Anzahl von Lastwagen mit Ketten an das Tragwerk und belastete diese Wagen von der Straße aus mit Sandsäcken. Bei den Messungen wurden acht Manet-Rabutsche Durchbiegungsapparate verwendet.

Betreffs der aus Abb. 326a u. b zu ersehenden Einzelheiten sei besonders auf die sorgfältige Ausbildung der Bügel hingewiesen.

Nr. 41.

Die Überdeckung am Quai Débilly in Paris, welche gelegentlich der Weltausstellung im Jahre 1900 von der Firma Hennebique ausgeführt wurde, ist einer der eigenartigsten Bogenbalkenträger (vergl. Abb. 82, S. 249 und Abb. 327).

Aus architektonischen Gründen sollte die anschließende, rd. 290 m lange Futtermauer aus Eisenbeton, übrigens eine der ersten der bekannten Winkelstützmauern, auch innerhalb der 30 m breiten Überdeckung der beiden sich kreuzenden Straßen nicht unterbrochen werden, so daß, wie der Querschnitt zeigt, eine Vereinigung eines Bogenbalkenträgers und der beiderseitigen Futtermauern entstand. Der Bogenbalkenträger ist durch die wagerechte und die stehende Lagerfuge, sowie durch die für die Ansicht sehr wirkungsvolle Krümmung der Trägerunterkante mit 0,60 m Pfeilhöhe gekennzeichnet. Die Balken sind im Grundriß nach den Auflagern zu von 0,25 m bis auf 1,0 m verbreitert und durch die Wandplatte hindurch als Strebepfeiler *f* bis zum Erdschild *g* durchgeführt, welches mit senkrechten und wagerechten Rippen versteift ist. Die Platte ist doppelt armiert, und zwar mit Rundeisen von 9 mm Durchmesser in 20 cm Abstand, ebenso die Balken mit 3 oberen Rundeisen von 32 mm Durchmesser und 7 unteren von 20 bezw. 32 mm Durchmesser.

VI. Tragwerke mit versenkter Bahn.

Nr. 42.

Die Straßenbrücke in Reichenau[1]) (vergl. Abb. 86, S. 252 und die Grundmaße Nr. 31, S. 286) bildet ein Beispiel für die übliche Gestaltung eines vollwandigen Trag-

[1]) Ausgeführt von Schittenhelm & Söhne in Zauchtel.

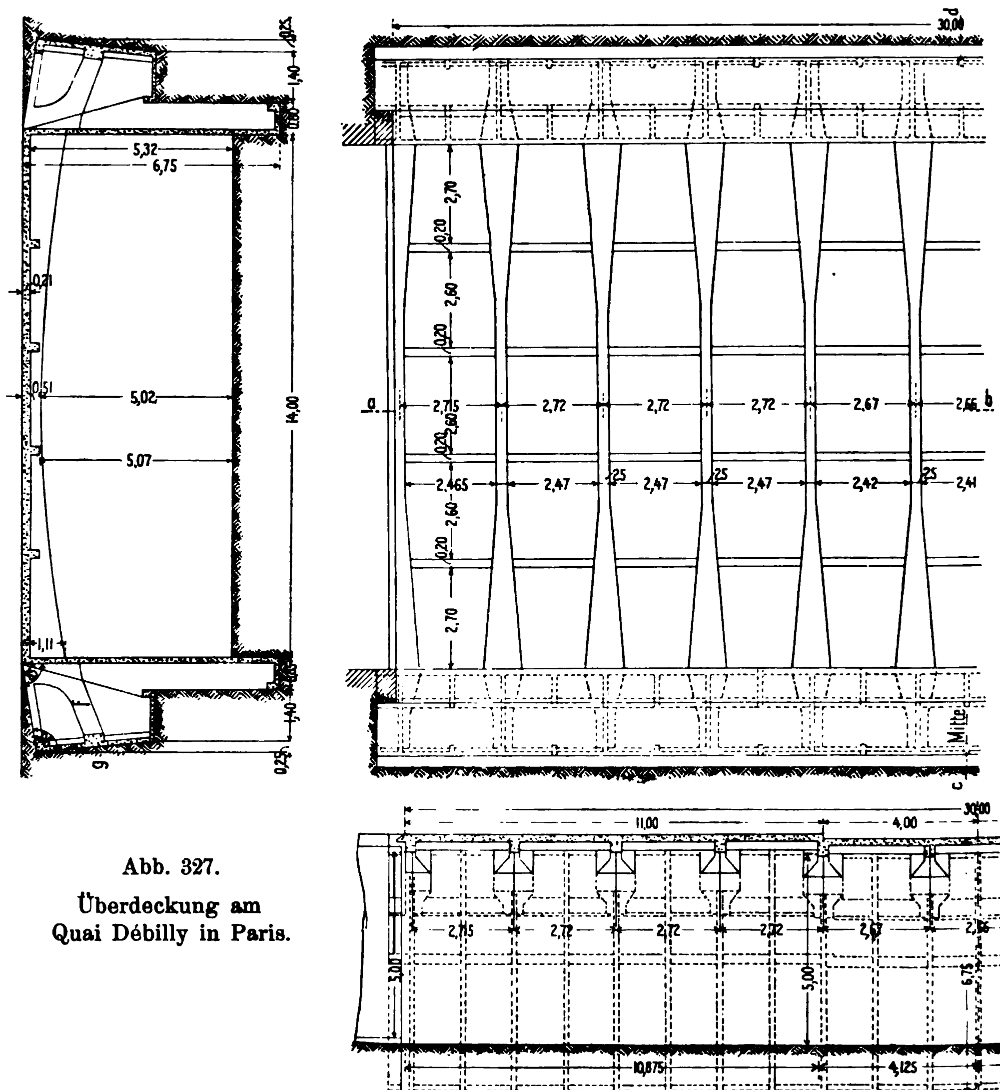


Abb. 327.
Überdeckung am
Quai Débilly in Paris.

werkes mit versenkter Bahn (Abb. 328). Die Querträger der im Grundriß schiefen Brücke liegen in 0,80 m Abstand rechtwinklig zu den beiden Hauptträgern, welche an den Widerlagern über die Platte hinaus verlängert und auf eine Länge von 0,70 m aufgelagert sind. An der Außenseite der 0,30 m starken Hauptträger sind nahezu quadratische Nischen von 0,18 m Tiefe ausgespart, wodurch das Gewicht der Hauptträger um rd. $^1/_3$ verringert worden ist. Die abgebogenen Eisen wurden in den Endfeldern als nach außen sichtbare Streben hervorgehoben (Abb. 328).

Nr. 43.

Die Schulbrücke in Ranigsdorf (vergl. Abb. 85, S. 252 und die Grundmaße Nr. 33, S. 286) gleicht in der Ausbildung der unter Nr. 42 beschriebenen Brücke und unterscheidet sich nur in den Abmessungen und durch die Weglassung der Nischen in den Endfeldern (Abb. 329). Im Brückenquerschnitt sei noch auf die Gestaltung des Schnittgerinnes hingewiesen, das zur Erhöhung der innigen Verbindung der Fahrbahntafel mit den Hauptträgern benutzt worden ist. Die Verkehrsbelastung beträgt 340 kg/m².

Nr. 44.

Die **Wirtschaftsbrücke in Ranigsdorf**[1]), deren Grundmaße auf S. 286, Nr. 34 zusammengestellt sind, weist die gleiche äußere Form wie Nr. 43, Abb. 329 auf. Wegen der geringen lichten Breite von nur 3 m wurde jedoch auf die Anordnung von Querträgern verzichtet.

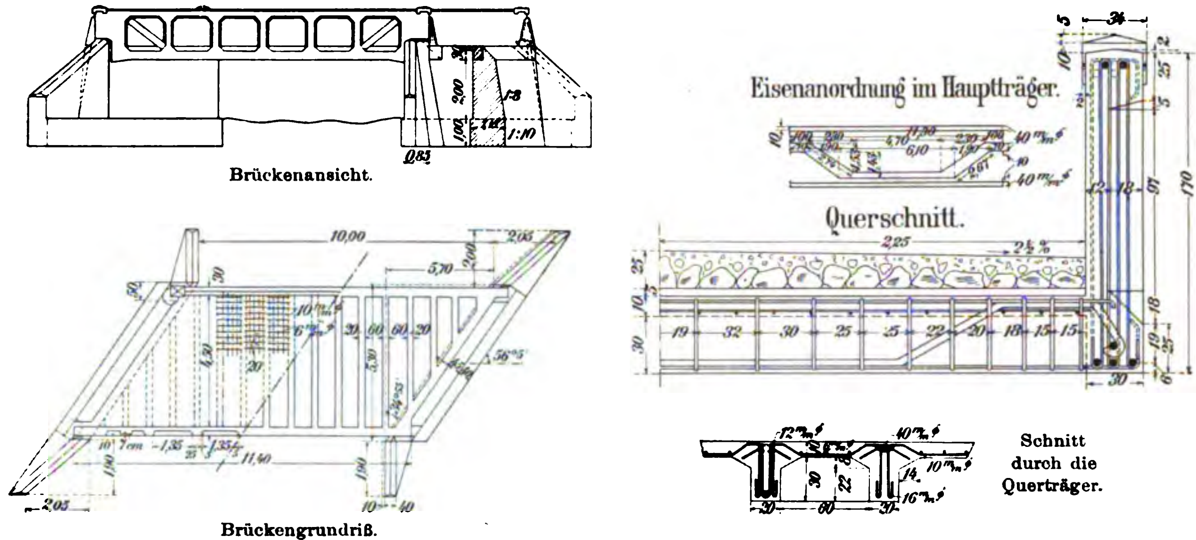


Abb. 328. Straßenbrücke in Reichenau.

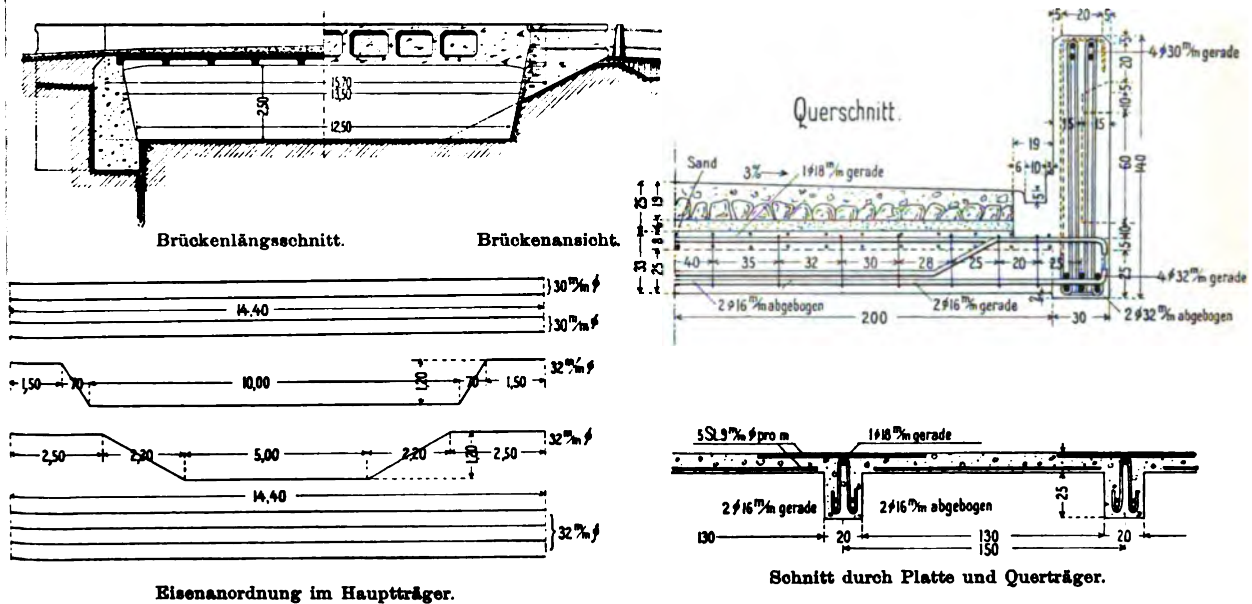


Abb. 329. Schulbrücke in Ranigsdorf.

Nr. 45.

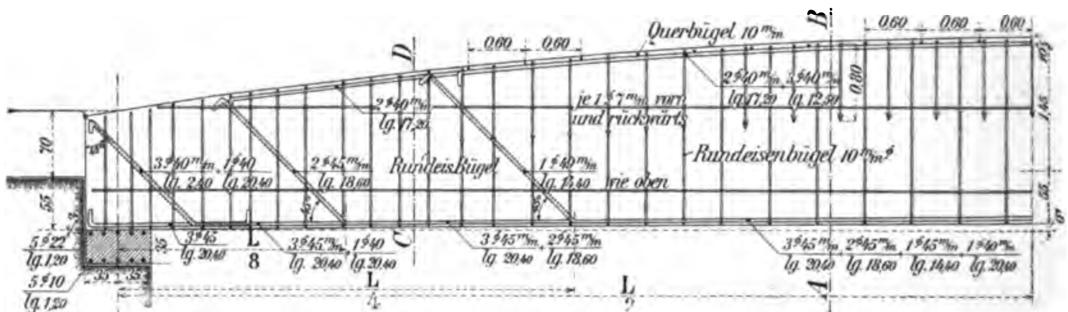
Die **Franzensbrücke in Buchelsdorf** bei Freiwaldau (Österr.-Schlesien) (vergl. Abb. 87, S. 252 und Nr. 35, S. 286), ausgeführt im Jahre 1905 von der Firma

[1]) Ausgeführt von Schittenhelm & Söhne in Zauchtel.

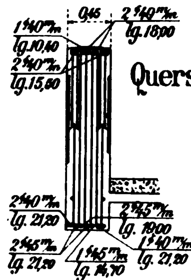
Ast & Co., Wien. Zu den Angaben auf Seite 252 ist noch hinzuzufügen, daß bei dem Wettbewerb auch eine eiserne Brücke mit Halbparabelträgern in Betracht kam.

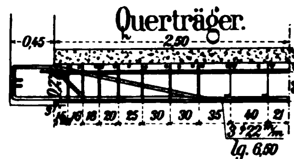
Die beschränkte Bauhöhe von nur 0,55 m bedingte die Wahl eines Tragwerkes mit versenkter Bahn. Die möglichst niedrig bemessene Versteinung besteht aus einem nur 0,15 m starken Schotterbelag.

Der Berechnung war ein 6 t schwerer Lastwagen und Menschengedränge von 340 kg/m² zugrunde gelegt. Bei der Bemessung der Hauptträger wurde auf das Bestreben derselben, nach der Seite auszuknicken, Rücksicht genommen, sowie auch auf den allerdings wohl wenig bedeutsamen Winddruck auf die Trägerwände. Die Spannungsberechnung erfolgte nach dem Ritterschen Verfahren.



Längsschnitt der Hauptträger.





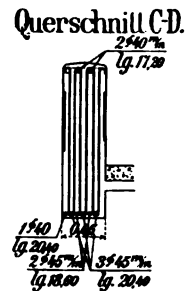


Abb. 330. Franzensbrücke in Buchelsdorf.

Die Trageisen der doppelt armierten Hauptträger sind nicht vollständig bis zum Auflager durchgeführt, sondern durch kräftige Endhaken im Beton verankert (Abb. 330). Zur Aufnahme der Querkräfte sollen außer den abgebogenen Eisen noch die besonders eingelegten kurzen Eisen dienen, welche mittels Verschnürung mit den Trageisen des Untergurtes verbunden sind. Durch zahlreiche senkrecht stehende Rundeisenbügel findet eine innige Verbindung der unteren und oberen Gurteisen statt. Die Auflagerquadern sind ebenfalls doppelt armiert.

Nr. 46.

Bei der Straßenbrücke in Neudorf, Österreichisch-Schlesien (vergl. Nr. 37, S. 286), ist die architektonisch mit Konsolen verzierte Ansicht der durch

brochenen Hauptträger bemerkenswert (Abb. 331). Da eine ausreichende Bauhöhe vorhanden war, konnte die Fahrbahn so hoch gelegt werden, daß die Hauptträger nur 1,15 m über dieselbe emporragen und somit für die Fußgänger die freie Aussicht

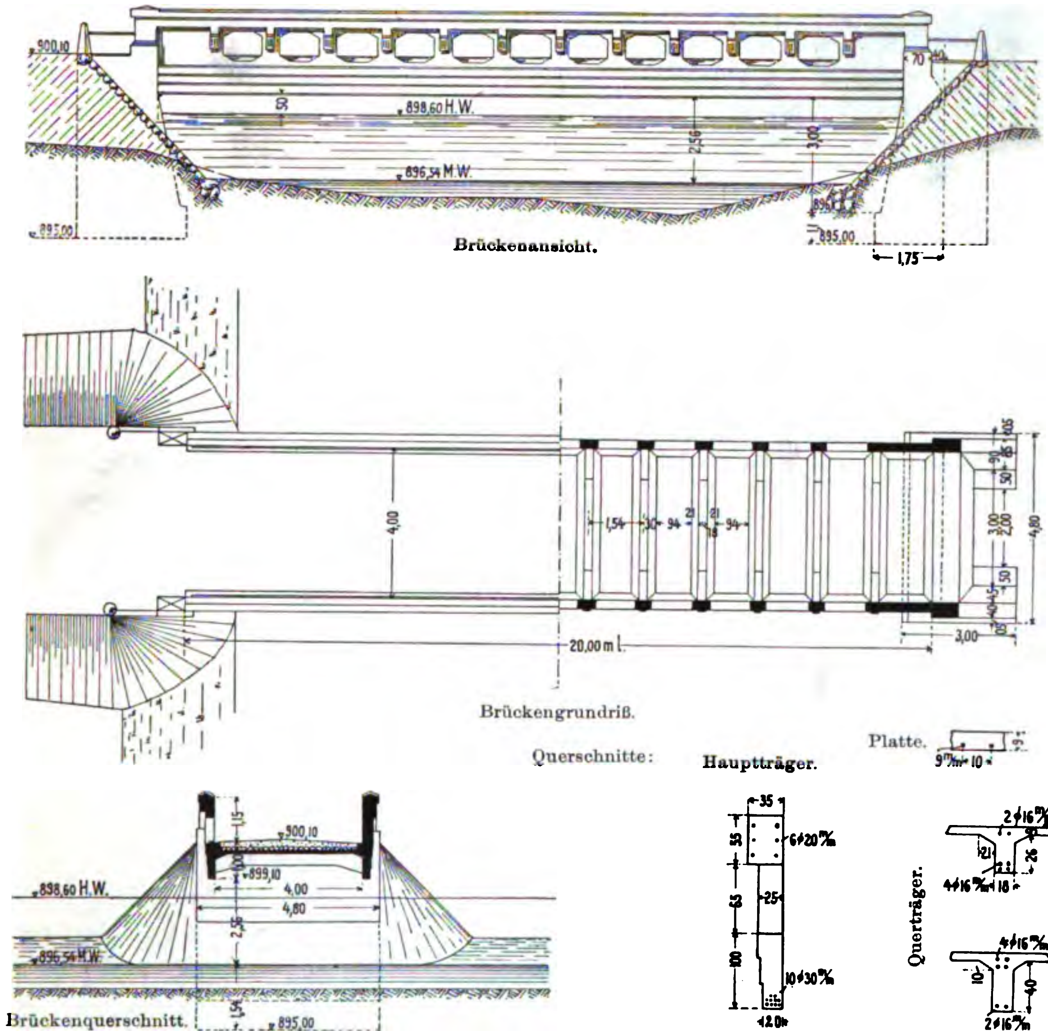


Abb. 331. Straßenbrücke in Neudorf.

noch gestatten. Der statischen Wirkung entsprechend ist der auf Druck beanspruchte Obergurt möglichst breit, der Untergurt aber so schmal gehalten, als es mit Rücksicht auf die in ihm unterzubringenden Eisen möglich war.

Nr. 47.

Bei der architektonisch wirkungsvollen Brücke in Hotzenplotz, ausgeführt von Schittenhelm u. Söhne in Zauchtel, liegt im Gegensatz zum vorigen Beispiel die Fahrbahntafel möglichst tief (Abb. 332). Dafür sind die mit eisernen Gittern versehenen Durchbrechungen 1,80 m hoch ausgeführt worden, so daß ein Durchblick unter dem Obergurt gewährt wird. Bemerkenswert ist der möglichst kräftige Anschluß der Querträger an die Hauptträger. Auch sei noch auf den seitlichen Abschluß der Fahrbahn an den Durchbrechungen hingewiesen.

Nr. 48.

Die Unterführung der Staatsbahn von Nymwegen nach Herzogenbusch in Holland, ausgeführt von der Hollandsche Maatschappij voor Gewapened Beton (Haag), zeigt das seltene Beispiel eines durchlaufenden Trägers mit versenkter Bahn (siehe Abb. 333). Die lichte Breite beträgt 5,0 m und die Lichtweite der Hauptöffnung 10,0 m, so daß man als Verhältnis dieser beiden Größen 1 : 2 (vergl. S. 251) erhält. Es ergab sich daher bei der äußerst geringen Bauhöhe von 0,65 m als günstigste Lösung

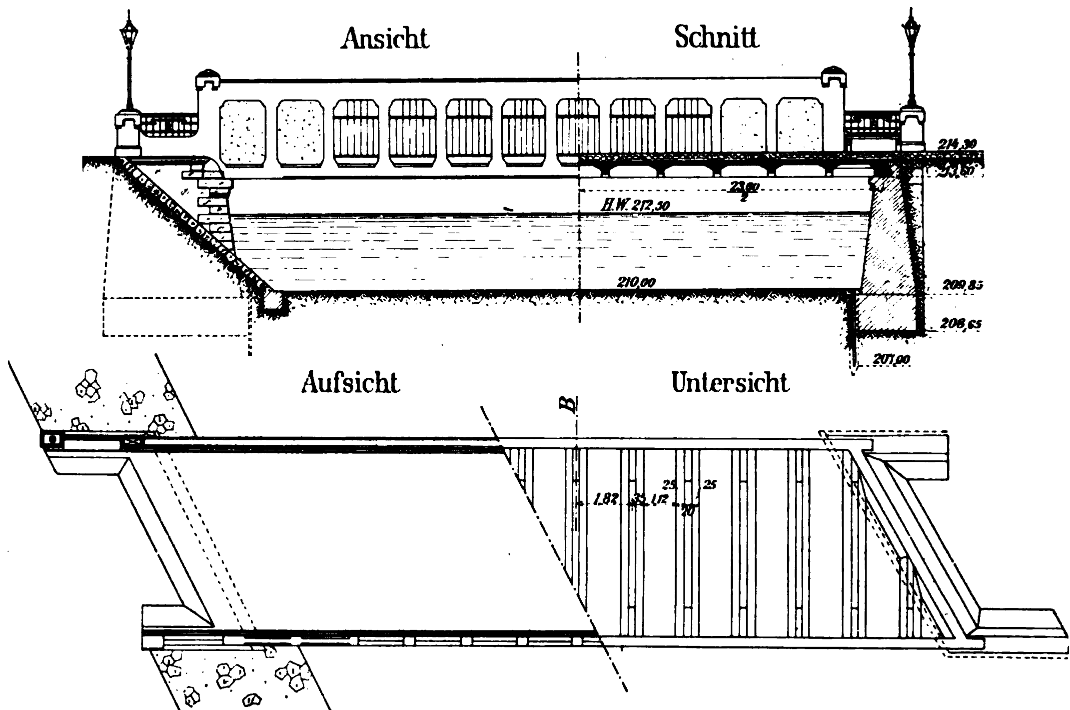


Abb. 332. Brücke in Hotzenplotz.

Querschnitt.

ein Träger mit versenkter Bahn, dessen Biegungsmomente infolge der Durchführung über drei Öffnungen wesentlich verringert werden.

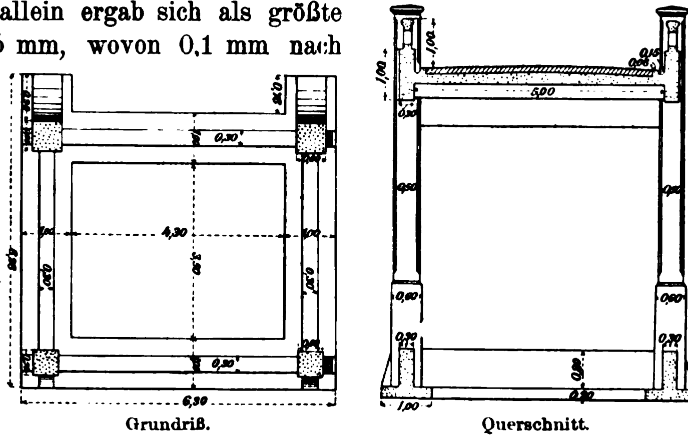
Die Endstützen sind bis zum tragfähigen Boden geführt und mit den Zwischenstützen auf einen Rost von Eisenbetongrundschwellen mit T-förmigem Querschnitt und nach oben liegender Rippe gelagert. Durch kräftige Querträger sind die Säulenköpfe verbunden. Die durchbrochene Brüstung ist ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

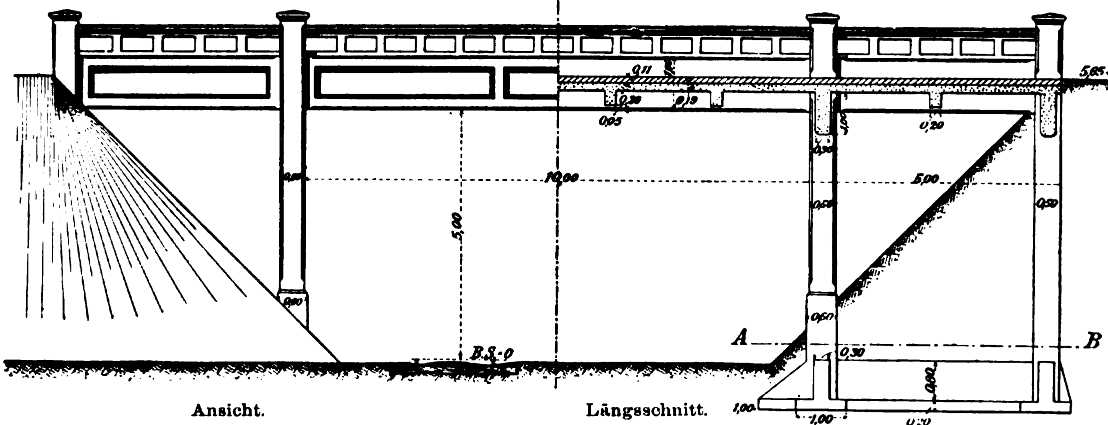
Für die Berechnung der Platte und Träger wurde ein 6 t schwerer Wagen mit 1,5 m Radstand und 2,0 m Achsstand zugrunde gelegt, während für die der Säulen und Gründungskörper bei 1,5 kg/cm² Bodendruck eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 500 kg/m² angenommen wurde.

Bei der Belastungsprobe[1]) mit 700 kg/m² wurden acht Durchbiegungsmesser verwendet, die an drei Säulen eines Hauptträgers, den zugehörigen Öffnungsmitten, sowie

[1]) Siehe van Hemert, Beproeving van en wegbrug in gewapened beton over den Staatsspoorweg nabij Nijmwegen, „De Ingenieur" 1904, Nr. 12, Haag.

an den Auflagern und der Mitte eines Querträgers angebracht waren, um unter Berücksichtigung der Auflagersenkung die wirkliche Durchbiegung zu erhalten. Bei der Belastung der Mittelöffnung allein ergab sich als größte Durchbiegung derselben 0,75 mm, wovon 0,1 mm nach völliger Entlastung zurückblieben und eine Hebung der Trägermitte in der unbelasteten Öffnung von 0,175 mm. Umgekehrt wurde bei der Belastung der Seitenöffnung allein eine Durchbiegung derselben von 0,05 mm beobachtet und eine ebenso große Hebung der unbelasteten Mittelöffnung.





Dagegen konnte eine meßbare Durchbiegung der Querträger nicht festgestellt werden.

Die in diesem Kapitel verwendeten Unterlagen von ausgeführten Balkenbrücken und Überdeckungen sind dem Verfasser von den ausführenden Bauunternehmungen in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt worden, und zwar von der Allgemeinen Eisenbeton-Gesellschaft (Berlin), Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau (Berlin, Königsberg, Leipzig), Ast u. Co. (Wien), Karl Brandt (Düsseldorf), Compania Anonyma del Hormigon Armado (Sestao-Bilbao),



Abb. 333. Staatsbahnüberführung bei Nymwegen.

Dyckerhoff u. Widmann (Biebrich a. Rh., Nürnberg, Dresden), Expanded Metal & Corrugated Bar Company (St. Louis), Hennebique (Paris), Hollandsche Maatschappij voor Gewapened Beton (Haag), Gebr. Huber (Breslau), A. Maciachini (Mailand), Mölders u. Cie. (Hildesheim), Joh. Odorico (Dresden), Max Pommer (Leipzig), Adolf Schittenhelm u. Söhne (Zauchtel), Franz Visintini (Wien), G. A. Wayss u. Cie. (Wien), Rud. Wolle (Leipzig), Prof. Zielinsky (Budapest).

Für die im Bereiche der Kgl. Sächs. Staatseisenbahnen ausgeführten Brücken Nr. 1, 4, 5, 9, 11 und 33 bis 36 wurde dem Verfasser in Anbetracht seiner früheren Tätigkeit im Brückenbaubureau der Generaldirektion die besondere Genehmigung zur Veröffentlichung erteilt.

Literatur.[1]

a) über Theorie.

Mohr, O., *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, Berlin 1906.

Müller-Breslau, H., *Neuere Methoden der Festigkeitslehre*, Leipzig 1904. 2. Auflage, S. 113 bis 131 (Berechnung der steifen Rahmen).

Ritter, W., *Anwendungen der graphischen Statik*. III. Teil. *Der kontinuierliche Balken*, Zürich 1900.

Patton, Eugen, *Berechnung von gegliederten Brückenträgern mit starren Knotenverbindungen*, Zeitschrift des Hannoverschen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1901.

Patton, Eugen, *Über diagonallose Träger* (*Bauart Vierendeel*), Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin 1907, S. 558.

Tolkmitt, G., *Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken*. 2. Auflage, von *A. Laskus*, Berlin 1902.

Ostenfeld, A., *Nogle simple Formler for de bøjende Momenter der paarvirke Søjlerne i Konstruktioner af armeret Beton*, Ingeniören (Zeitschrift des dänischen Ingenieur-Vereins, Kopenhagen) 1905, Nr. 13, S. 83 bis 87.

b) über Ausführungen.

Annales des ponts et chaussées, 1903, III. und *Beton u. Eisen*, 1904, S. 37; *A. Considère, Der Bruchversuch mit der Brücke von Ivry aus umschnürtem Beton.*

Beton u. Eisen, 1905, S. 83; *Goldenberg, Eine 116 m lange Balkenbrücke in armiertem Beton, System Hennebique* (Achbrücke bei Wolfurt und Kennelbach).

De Ingenieur, Organ des Holländischen Ingenieur-Vereins (Haag) 1904, Nr. 12; *van Hemert, Beproeving van en wegbrug in gewapened beton over den Staatsspoorweg nabij Nijmwegen.*

Deutsche Bauzeitung, 1903, S. 188; *Neuere Betoneisen-Balkenbrücken, System Luipold* (Egarbachbrücke bei Oberdorf).

Deutsche Bauzeitung, 1905, Zementbeilage S. 49; *Scholl, Steinbeckertorbrücke in Greifswald bei der Sturmflut am 31. Dezember 1904.*

Engineering Record, 1907, Band 55; *Staatsstraßenbrücken in Illinois.*

Il Cimento, 1906, S. 55; *Santerno- und Senio-Brücke.*

Il Cimento, 1906, Nr. 8; *Gangsteg über den Naviglio grande in Mailand.*

Mörsch, Der Eisenbetonbau, Stuttgart 1908. 3. Auflage, S. 275; *Hornbachbrücke bei Zweibrücken.*

[1]) Es wurde davon abgesehen, ein vollständiges Verzeichnis aller bisher erschienenen Veröffentlichungen über Balkenbrücken und Überdeckungen zu geben und diese Literatur-Angabe vielmehr auf die für die vorliegende Abhandlung benutzten Werke und Aufsätze beschränkt. Eine sehr ausführliche Zusammenstellung findet sich unter anderem in dem Werke von R. Feret, Etude expérimentale du ciment armé, Paris 1906, woselbst das Literatur-Verzeichnis der Eisenbeton-Brücken aller Kulturländer allein rd. 15 Druckseiten (S. 452 bis 467) umfaßt.

c) Die Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau.

Bearbeitet von **O. Colberg**, Regierungsbaumeister a. D., Direktor der Firma N. Rella u. Neffe in Wien.

Die Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau sind eigentlich erst in den allerletzten Jahren in die Erscheinung getreten. Der Grund für das so späte Auftreten dieser Kombination dürfte hauptsächlich darin zu suchen sein, daß beide Konstruktionsweisen sich unabhängig voneinander entwickelten, und wir dürfen sagen, einander auf das heftigste bekämpften. Berücksichtigt man weiterhin den zähen Widerstand, den selbst bis in die neueste Zeit hervorragende Techniker in der Beamtenwelt gegenüber dem Eisenbetonbau, und zwar sicherlich aus ihrer eigenen besten Überzeugung, leisten zu müssen glaubten, so darf das so späte Eintreten dieser Kombination nicht wundernehmen. Die Entwicklung der gemeinschaftlichen Anwendungen beider Bauweisen zeigt nun, daß man Schritt für Schritt in bedächtigster Weise zur Duldung des Eisenbetons, jenes angeblich zweifelhaften Surrogats, überging, bis dessen immer mehr hervortretenden Vorteile auch die überzeugtesten Gegner bekehrte, nämlich die Eisenkonstrukteure selbst. Die ewigen Klagen über Rostgefahr, die Unzulänglichkeit gegen Rost schützender Farbanstriche, die häßlichen, jährlich immer wiederkehrenden Posten in den Wirtschaftsanschlägen der Verwaltungen für Nietrevisionen und Neuanstriche der eisernen Brücken und Hallen mußten anderseits auch die Beamtenwelt überzeugen, daß der Ersatz mindestens von Teilen der Eisenkonstruktion durch den Beton und Eisenbeton wohl eines Studiums würdig war.

In rechtzeitiger Erkenntnis, daß der Strom nicht mehr zu bannen war und daß er anfing, sie selbst in Gefahr zu bringen, griffen einige hervorragende Hüttenwerke, u. a. die Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg A.-G., zunächst bei Hallenbauten an Stelle der Wellbleche und ähnlicher Eindeckungen des Dachgerippes zur Verwendung von Betonkappen oder solchen in Eisenbeton oder Bimsbeton. Später sehen wir, wie ein ähnliches Prinzip allmählich auch bei den Brückenfahrbahnen zur Anwendung gelangte.

Es sei zunächst unsere Aufgabe, diese Entwicklung des Eisenbaues darzutun.

Abb. 1 stellt eine S t r a ß e n ü b e r f ü h r u n g a u f B a h n h o f N e c k a r g e m ü n d dar, bestehend in einer rein eisernen Tragkonstruktion mit Buckelplatten. An die Stelle der hier bislang meist üblichen Verfüllung der Fahrbahntafel mit der Kiesbettung trat zunächst die Aufbringung einer Betondecke, deren Oberfläche seitliches Gefälle sowie eine wasserdichte Abdeckung erhielt. Mit dieser Maßnahme war sofort ein Hauptübelstand der Buckelplattenkonstruktion beseitigt,

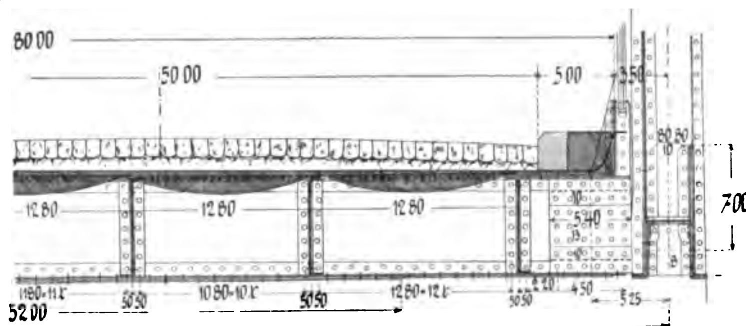


Abb. 1.

nämlich die Schwierigkeit, die Entwässerung der Fahrbahntafel etwa durch Sammelrinnen unter den am Tiefpunkt der Buckelplatten anzubringenden Löchern in wirklich vollkommener tropfsicherer Weise zu erreichen, indem man von letzterer Entwässerungsart absah zugunsten einer Gefälleherstellung in der Betonoberfläche nach der Seite und je nach Bedarf auch nach der Längsrichtung der Brücke, um durch an den Tiefpunkten einbetonierte Gullies oder Sinkkästen die Wasserabführung in sonst üblicher einfacher Weise zu bewirken. Der einzubringende Beton konnte, da ihm irgend welche statischen Beanspruchungen nicht zufielen, sehr mager gemischt werden.

In der Bemessung der Mindeststärke über den Rändern der Buckelplatten sollte beim Stampfbeton nicht unter 6 cm gegangen werden, um nicht von Haus aus Vorbedingungen für Rissebildungen zu schaffen. Als wasserdichte Abdeckung der Fahrbahntafel wurden Siebelsche Bleiasphaltisolierplatten verwendet. Um diese gegen Zerstörung durch scharfkantige Steine zu schützen, wurde eine 5 cm starke Sandschicht zu unterst auf die Fahrbahntafel aufgebracht.

Als Vorteil dieser Fahrbahnausgestaltung gegenüber der rein in Eisen ausgeführten darf noch die Abminderung des Geräusches infolge Fahrverkehrs auf der Brücke genannt werden.

Mit dem Wegfall auch der Buckelbleche und Hänge- oder Tonnenbleche zwischen den Trägern und Ersatz dieser Bauteile durch Stampfbeton war ein erster wesentlicher Schritt vorwärts getan.

A. Verbundkonstruktionen von Eisen- und Stampfbeton.

Die ersten Ausführungen auf diesem Gebiete dürften im Bereiche der Königlich Bayerischen und darauf der Königlich Preußischen Staatseisenbahnverwaltungen bewirkt worden sein, wie z. B. die in den Jahren 1892 hergestellte große Wegüberführung, sogenannte „Hackerbrücke“ (jetzt Graserstraße), auf Hauptbahnhof München. Man entschloß sich, dem Stampfbeton eine tragende und zugleich versteifende Wirkung zu übertragen und schuf dadurch ein überaus einfaches und billiges System von Brücken kleinster und kleiner Spannweiten, indem man bei Brücken mit durchgehender Fahrbahn an Stelle der seither verwendeten eisernen Buckelplatten oder Hängebleche zwischen I-Trägern die Zwischenräume zwischen letzteren mit Beton ausstampfte bezw. die Träger damit überdeckte. Die Abb. 2, 3 u. 4 stellen die Querschnitte der Tragkonstruktion einer Fußwegunterführung auf dem Bahnhof Kempten im Algäu dar, die im Jahre 1904 durch die Firma Dyckerhoff u. Widmann ausgeführt wurde. Der Beton wurde hier als tragender Teil nicht in Rechnung gezogen. Die Träger wurden mittels 15 mm starker Rundeisen miteinander verschraubt, um Verschiebungen oder seitlichem Durchbiegen der Träger beim Einstampfen des Betons zu begegnen. Der Nachteil der etwas schweren Fahrbahn wird überwogen durch den Wegfall jeglicher Reparaturen, da die Eisenteile allenthalben, eine wasserdichte Oberflächenabdeckung vorausgesetzt, oben und seitlich vollkommen gegen Rost geschützt sind. Da die Unterführung nur

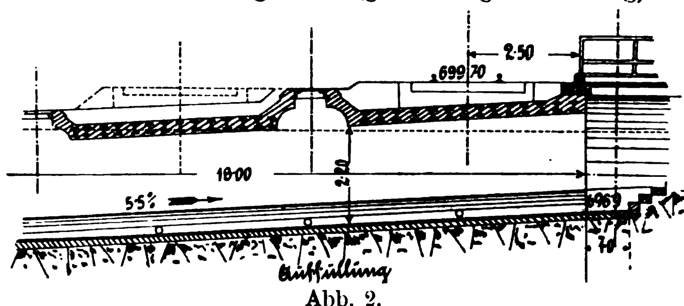


Abb. 2.

für Fußgänger diente, eine Rauchwirkung somit unter der Fahrbahn nicht auftrat, konnte davon abgesehen werden, auch die Trägerunterflanschen mit Beton zu umhüllen.

Da bei der geringen Profilhöhe nicht nur senkrechte Durchbiegung der Träger, sondern auch seitliche Durchbiegung der Trägeroberflanschen anzunehmen ist, welch letztere indessen durch die Vollbetonierung der Zwischenräume unmöglich gemacht wird, so diente dieses Verfahren zugleich zur Abminderung des Federns der Trägerkonstruktion.

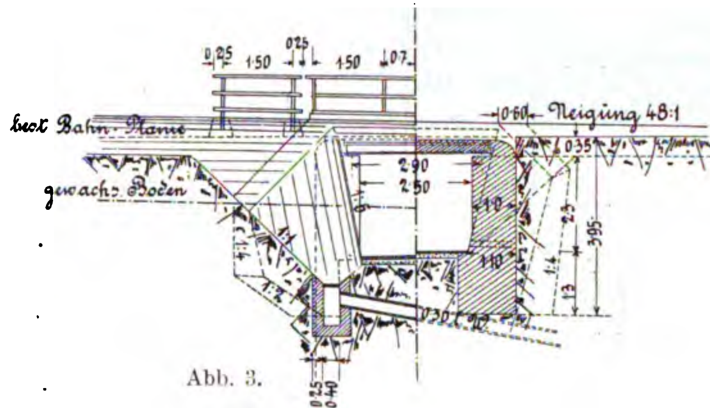


Abb. 3.

Die Anordnung der Lichtkästen in Abb. 4 zeigt, wie sich dank der Anpassungsfähigkeit des Stampfbetons eine eiserne Verbindungskonstruktion zwischen den Trägern unter dem Gleis und denjenigen der Lichtkästen, von einem einfachen Rundeisenzugstabe abgesehen, erübrigt. Zur wasserdichten Abdeckung

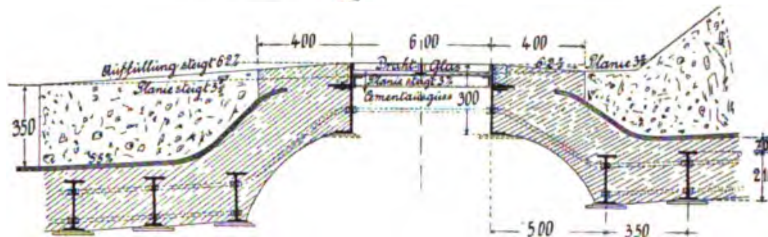
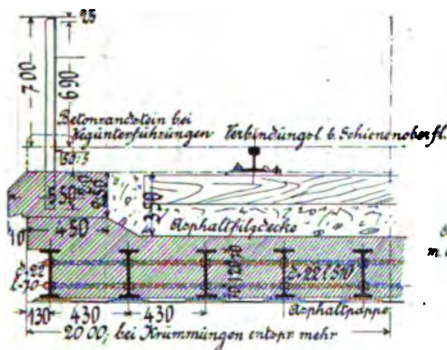


Abb. 4.



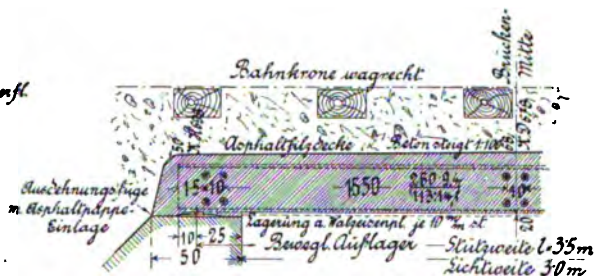


Abb. 5.

wurde eine doppelte Lage Asphaltfilzplatten verwendet. Die Mischung des Betons war 1 Teil Zement und 2 Teile Sand, 4 Teile Kies bis 50 mm.

Auf demselben Bahnhof befindet sich noch eine weitere ähnliche Konstruktion, welche zu gleicher Zeit zur Ausführung gelangte. An Stelle der ebenen Untersicht trat eine in einzelne Gewölbe zwischen den I-Trägern Nr. 50 aufgelöste, zwecks Ersparung an Beton, sowohl aus wirtschaftlichen Gründen, wie zur Entlastung der Fahrbahntafel.

Beide Bauweisen erfreuten sich sowohl in Bayern wie in Preußen einer sehr großen Beliebtheit, so daß zunächst die Königlich Bayerische Staatseisenbahnverwaltung dazu überging, schematische „Musterpläne für Überbauten von Weg-Unter- und Überführungen im Bereiche der Königlich Bayerischen Staatseisenbahnen“ aufzustellen,

Tabelle 1.

Belastung für Hauptbahnen.

Lichtweite	Stützweite	D. N. Pr. + Deckflacheisen		Träger- Anzahl	Träger- Abstand	Ständige Last (p) für einen Träger: Schienenbelastung	Bettung	Beton	Eisen	Insgesamt	Für einen einbetonierten Träger: $\overset{o\,1}{\mathfrak{M}}$	$\overset{v\,1}{\mathfrak{M}}$	$\overset{o+v\,1}{\mathfrak{M}}$	$\mathfrak{M}$	$\mathfrak{W}$	Grenzspannung γ
m	m				m	kgdcm					dcmt	dcmt	dcmt	dcm³	dcm³	t dcm²
0,9	1,2	14	Betonierung voll	12	0,25	3	18	13	2	36	0,65	$\frac{1,5 \cdot 30}{6} = 7,5$	8,2	0,068	0,0817	100
2,0	2,3	18		10	0,30	3	21	18	3	45	2,97	$\frac{1,5 \cdot 58}{5} = 17,4$	20,4	0,170	0,161	126
3,5	4,0	30		7	0,48	3	35	42	6	86	17,2	$\frac{1,5 \cdot 154}{3,5} = 66,0$	83,2	0,693	0,652	126
4,0	4,5	34	Betonierung ausgespart	6	0,57	3	41	43	7	94	23,8	$\frac{1,5 \cdot 189}{3} = 95,0$	118,8	0,990	0,922	129
5,5	6,0	45		5	0,75	3	55	61	12	131	59	$\frac{1,5 \cdot 315}{2,5} = 189$	248	2,067	2,040	122
"	"	42½		6	0,71	3	52	58	11	124	56	$\frac{1,5 \cdot 315}{3} = 158$	214	1,784	1,739	123
6,0	6,5	47½		5	0,80	3	58	69	13	143	75,5	$\frac{1,5 \cdot 365}{2,5} = 220$	295,5	2,463	2,375	124
7,0	7,5	55		4½	0,90	3	66	86	17	172	121	$\frac{1,5 \cdot 475}{2,25} = 317$	438	3,650	3,602	121
7,5	8,0	55		5	0,90	3	67	93	17	180	144	$\frac{1,5 \cdot 530}{2,5} = 318$	462	3,850	3,602	128
"	"	$40 + 4^{240}/_{14}$		5½	0,67	3	50	66	20	139	111	$\frac{1,5 \cdot 530}{2,75} = 289$	400	3,333	3,225	124
"	"	$40 + 4^{220}/_{14}$		6	0,67	3	50	66	19	138	110	$\frac{1,5 \cdot 530}{3} = 265$	375	3,125	3,000	125
8,0	8,5	$45 + 4^{240}/_{12}$		5½	0,75	3	56	74	21	154	139	$\frac{1,5 \cdot 585}{2,75} = 319$	458	3,942	3,618	127
8,5	9,0	$45 + 4^{260}/_{14}$		5	0,75	3	54	74	23	154	156	$\frac{1,5 \cdot 640}{2,5} = 385$	541	4,508	4,205	129
"	"	$42½ + 4^{240}/_{14}$		6½	0,71	3	54	70	21	148	150	$\frac{1,5 \cdot 640}{3,25} = 295$	445	3,709	3,581	124
9,5	10,0	$50 + 4^{260}/_{14}$		5½	0,83	3	64	82	26	175	219	$\frac{1,5 \cdot 750}{2,75} = 409$	628	5,233	5,074	124
10,0	10,5	$50 + 4^{260}/_{14}$		6	0,83	3	64	83	26	176	243	$\frac{1,5 \cdot 805}{3} = 403$	646	5,383	5,074	127

und zwar a) bis zur Stützweite von 10,5 m für Belastungen auf Hauptbahnen, b) bis zur Stützweite von 11 m für Belastungen auf Nebenbahnen, c) bis zur Stützweite von 11,5 m für Straßenverkehrslasten. Zu a) ist in Tabelle 1 ein Auszug aus genannten Mustertabellen wiedergegeben. Zu den darin aufgeführten Stützweiten gibt Abb. 5 einen Musterplan für 3,5 m und Abb. 6 einen solchen für 9 m. Von der kleinsten bis zur Stützweite von 3,5 m werden die Ausbetonierungen der Trägerzwischenräume voll bis zu den Trägerunterflanschen, also mit ebener Untersicht durchgeführt. Darüber hinaus sollen zur Entlastung der Fahrbahn Betongewölbe zwischen den Trägern ausgespart werden. An den Stellen jedoch, wo Rundeisen zur Verspannung der I-Träger angeordnet sind, werden diese in eine Art Betonquerunterzüge eingehüllt, wodurch einmal ein Rostschutz der Eisen, zum anderen auch eine für das Auge gefällige Einteilung der Untersicht in Felder nach Art der Kassettendecken (Abb. 6) erreicht wird. Die obere Decke des Betons wird zwecks Entwässerung in Neigung 1:100 nach beiden Auflagern zu abgeglichen und darüber eine Asphaltfilzplatte als wasserdichter Abschluß vorgesehen. Bei den Brücken unter a) und b), also solchen über Fuß- und Fahrwege, hat man von einer Ummantelung der Trägeruntersichten Abstand genommen, da mangels Rauchgasentwicklung unter den Trägern Schäden nicht zu besorgen sind. Solange für eine wasserdichte Abdeckung der Betonierung und Abführung des Sammelwassers hinreichend Sorge getragen ist, sind die Eisenteile auf die beschriebene Weise genügend gegen Rost geschützt, denn die einzige, noch hiergegen ungeschützte Stelle, die Untersicht der Träger, unterliegt höchstens einem Angriff von Rost infolge Rauhreifes, welcher immerhin nur in geringem, unschädlichem Maße zur Wirkung gelangen kann, da man es an der Hand hat, die Streifen der Unterflanschen mit einer Rostschutzfarbe zu überziehen. Dagegen aber hat man bei Brücken über Wasserläufe eine Einfüllung auch der Trägerunterflanschen angeordnet, worauf die Bemerkung in obigen Normalien hinweist. Bei einer Lichthöhe über Wasser von 1,5 m und darunter sind die Flanschen mit einer 20 mm starken Betondecke zu versehen. Bemerkt sei noch, daß man die Träger von 6,5 m Stützweite an aufwärts mit einer gewissen Wölbung versieht, indem der Stich von 42 mm bei dieser Spannweite bis auf 110 mm bei 10,5 m Stützweite zunimmt. Abb. 7 gibt Einzelheiten einer Brücke für Hauptbahnen von 8,5 m Lichtweite. Den Auflagerungen der Trägerenden ist be-

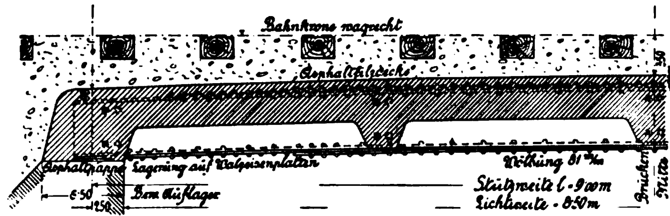
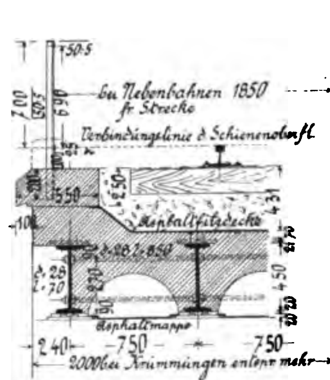


Abb. 6.



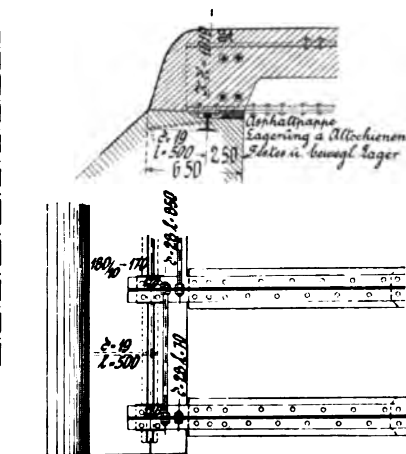
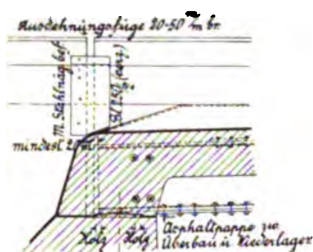


Abb. 7.

sondere Sorgfalt zugewendet worden, da zumal bei größeren Spannweiten ein Abheben der Trägerenden von dem Auflagermauerwerk einen Wasserzudrang daselbst ermöglicht, anderseits aber auch infolge Durchbiegung der Träger das Mauerwerk an der Innenseite überlastet und zur Zerstörung gebracht werden kann. Man hat daher die Asphaltfilzdecke hinter den Trägerenden auf ein Stück unter die Auflager herabgezogen



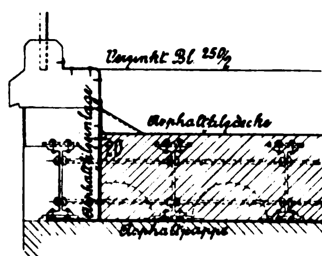


Abb. 8.

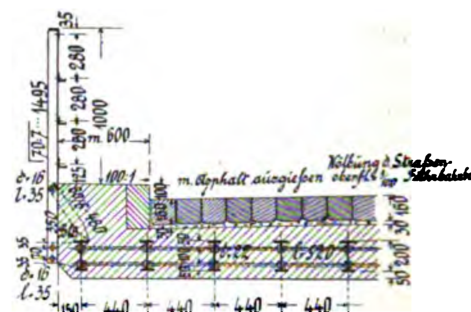


Abb. 9.

(Abb. 8) und an der Innenseite zwischen den Trägern und Auflagerbeton die Einlage von Asphaltpappstreifen vorgeschrieben.

Hinsichtlich der unter b) genannten Brücken für Belastungen auf Nebenbahnen gelten dieselben grundsätzlichen Anordnungen. Die Aussparung von Gewölben zwischen den Trägern erfolgt jedoch daselbst erst von der Stützweite von 5,5 m an aufwärts.

Die Musterpläne für c) Straßenbrücken mit Eisenbetonüberbau unterscheiden zunächst Brücken für α) Staats- und Distriktsstraßen und β) Gemeindewege und Ortsstraßen unter Berücksichtigung der für die beiden Brückengattungen bezüglichen behördlichen Belastungsgrundlagen. Tabellen 2 u. 3 geben auszugsweise die für einige Spannweiten anzunehmenden Verhältnisse wieder. Die prinzipielle Ausgestaltung dieser Brücken lehnt sich ebenfalls in der Hauptsache an die Einzelheiten unter a) an. Die Einführung der Spargewölbe erfolgt hier von der Stützweite von 5 m an. Als kleinste Träger erscheinen D. N.-P. Nr. 22 bei Stützweite 3,4 m und als größte solche Nr. 55 bei Stützweite 11 m. Auch bei diesen Brücken erhalten die Träger eine Bombierung, die bei der Stützweite 6,5 m mit 42 mm beginnend bis 132 mm bei Stützweite 11,5 m zunimmt. Im Gegen-

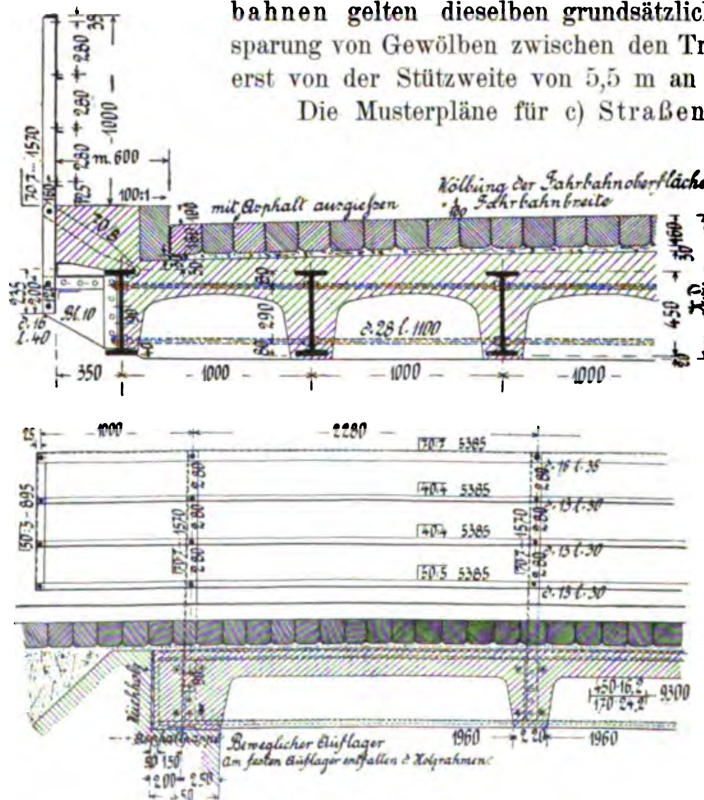


Abb. 10.

Tabelle 2.

Straßenbrücken mit Betoneisenüberbau.

A. Staats- und Distriktsstraßen.

Lichtweite m	Stützweite m	D. N. Pr. Nummer	Träger- Abstand höchstens m	Träger- Wölbung auf Stützweite mm	Konstruktionsdicke $= KD$ $b =$ Fahrbahnbreite mm	Konstruktionshöhe $= KH$ mm	Gewicht in kg für einen Träger	ein Stück Verbindungsschraube	eine Lager- und Schleifplatte	einseitiges Geländer n. Anschluß
3,0	3,4	22	0,400	Beton ohne Aussparung	$527 + 0{,}01 \cdot b$	$KD - 47$	112	1,5	3,0	145
5,5	6,0	34	0,660		$630 + 0{,}01 \cdot b$	$KD - 30$	426	3,0	„	268
6,0	6,5	38	0,750	42	$640 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	576	3,3	8,0	282
8,0	8,5	$47^1/_2$	0,920	72	$735 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	1126	6,3	„	392
9,5	10,0	55	1,000	100	$810 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	1714	6,8	„	460

Tabelle 3.

B. Gemeindewege und Ortsstraßen.

Lichtweite m	Stützweite m	D. N. Pr. Nummer	Träger- Abstand höchstens m	Träger- Wölbung auf Stützweite mm	Konstruktionsdicke $= KD$ $b =$ Fahrbahnbreite mm	Konstruktionshöhe $= KH$ mm	Gewicht in kg für einen Träger	ein Stück Verbindungsschraube	eine Lager- und Schleifplatte	einseitiges Geländer n. Anschluß
3,0	3,4	18	0,400	Beton ohne Aussparung	$487 + 0{,}01 \cdot b$	$KD - 47$	79	1,5	3,0	145
5,5	6,0	30	0,660		$590 + 0{,}01 \cdot b$	$KD - 30$	339	3,0	„	266
6,0	6,5	34	0,750	42	$600 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	460	3,3	8,0	280
8,0	8,5	$42^1/_2$	0,940	72	$685 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	912	6,5	„	382
11,0	11,5	55	1,200	132	$810 + 0{,}01 \cdot b$	$KD + 10$	1964	7,9	„	495

satz zu den kreisförmigen Spargewölben bei den Bahnbrücken sind bei den Straßenbrücken die Aussparungen als Korbbögen geformt, wodurch der Betonquerschnitt beträchtlich vermindert wird. Abb. 9 gibt Einzelheiten einer Brücke für eine Nebenstraße von 3,5 m, Abb. 10 für 8,5 m Lichtweite.

Als wesentlichste Abweichung dieser Straßenbrücken über Gleisanlagen von den Bahnbrücken wäre anzuführen, daß die Träger aus bekannten Gründen vollkommen, also auch unterhalb der Unterflanschen, mit Beton umhüllt werden.

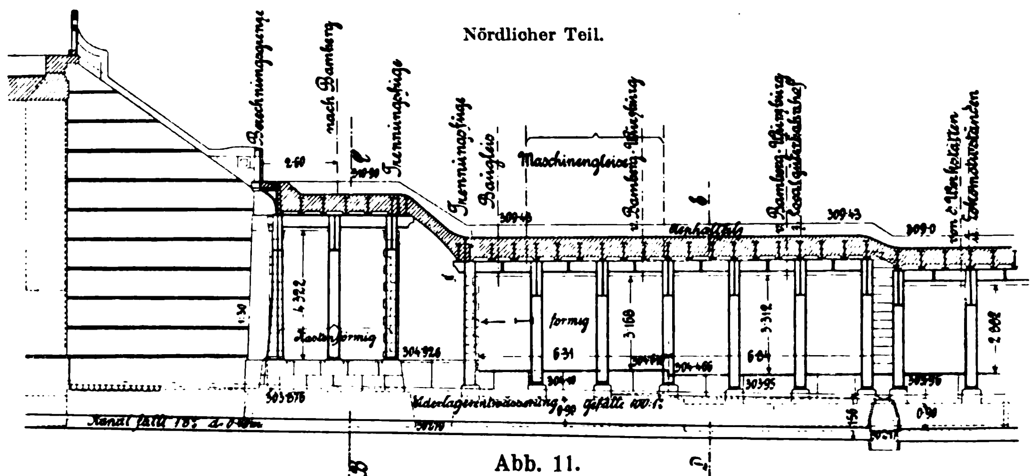


Abb. 11.

Die bayerischen Musterpläne, welche sich nur auf Höchststützweiten von 10,5 m für Hauptbahnverkehrslasten erstrecken, bezwecken jedoch damit nicht, dieses Ausführungsprinzip nur auf diese geringe Spannweite zu beschränken. So weisen z. B. zwei ausgedehnte Bauten der K. B. Staatsbahn im Gebiete des Hauptbahnhofs Nürnberg größere Spannweiten auf, nämlich die Unterführungen auf Bahnhofplatz—Celtisplatz

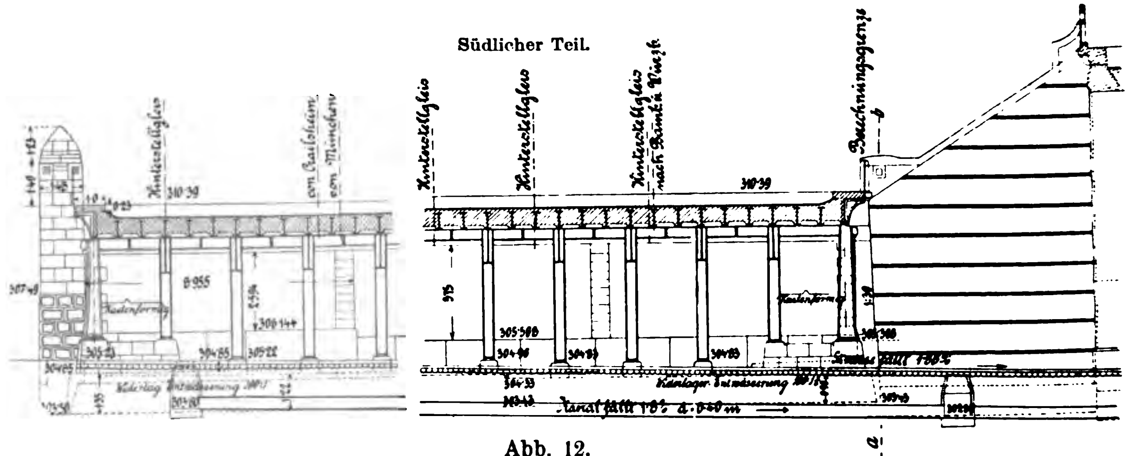


Abb. 12.

mit 11,47 m größten Stützweiten sowie die Umbauten des Steinbühler Tunnels mit 11,70 m größter Stützweite. Beide Ausführungen haben schiefwinklige Grundrisse. Von letzterem Bauwerk sind in den Abb. 11, 12, 13 u. 14 Teilpläne wiedergegeben. Es handelt sich dabei um Unterführung einer Straße unter drei Gleiskomplexen von 9 bezw. 2 bezw. 15 Gleisen. Der mittlere Gleiskomplex für Züge von und nach München wurde in Gestalt eines Betongewölbes getragen, da er, hoch über den anderen Gleisen liegend, ein sehr günstiges Pfeilverhältnis zuließ. Als Tragkonstruktion für

sämtliche übrigen Gleise wurde ein dreiteiliges System von ausbetonierten I-Trägern, und zwar mit einer Mittelöffnung von 11,70 m für die Fahrstraße und zwei Gehwegöffnungen von je rund 4 m in Anwendung gebracht. Abgesehen von den hochgelegenen Münchener Gleisen liegen die übrigen Gleise in vier verschiedenen Höhen, denen sich das Straßengefälle in der Hauptsache anpaßt. Der Winkel, um den die Gleisachsen von der Senkrechten zur Straßenachse abweicht, beträgt 12° 5′ 30″.

Als Träger der großen Mittelöffnung dienen D. N.-Pr. Nr. 55 im Abstande von 75,68 cm voneinander verlegt. Dieselben sind in der Mitte um 14,4 cm bombiert und durch beiderseits je zwei Gurtplatten verstärkt. Die Träger der Gehwegöffnungen bilden D. R.-P. Nr. 36, welche in der Verlängerung der Träger der Mittelöffnung verlegt und mit letzteren verlascht sind, derart, daß nur die großen Träger auf den zwischen Fahrdamm und Fußsteigen gestellten eisernen Stabwerkspfeilerwänden ruhen. Die Trägerzwischenräume wurden nahezu voll ausbetoniert, d. i. bis auf die untersten 6 cm, welche kassettenartig ausgespart wurden, durch Auflegen eines 6 cm starken Pfostenstückes von etwas geringerer Breite als der Entfernung von einer Flanschenkante bis zu der des benachbarten Trägers auf die unter dem Träger durchlaufende Schalung. An der Stelle, wo die Verspannungsschrauben eingezogen wurden, fiel auch diese Aussparung fort, die Untersicht der Brückenfahrbahn bietet somit auch das Bild einer

Südlicher Teil.

Abb. 13.

Kassettendecke, bei der jedoch die Querrippen zur Einhüllung der unteren Verspannungsschrauben in Rücksicht auf den schiefen Grundriß gestaffelt auftreten. Als äußerste Randträger wurden wohl aus Schönheitsrücksichten genietete Träger als kontinuierliche Träger über den drei Öffnungen verwendet, und zwar mit beträchtlichen Bombierungen in allen drei Öffnungen. Auch der zwischen diesen Randträgern und ihren benachbarten I-Trägern liegende Hohlraum wurde ausbetoniert, wobei der Anschluß der Untersichten zwischen den äußersten Trägern in für das Auge gefälliger, schwach gewölbter Form erfolgte, ähnlich der Ausbildung von sogenannten Kuhhörnern bei den Bogenbrücken. Die Entwässerung der Brückentafel konnte leicht geschehen, da durch die Bombierung der Träger, welcher die obere Abgleichung des Betons folgen mußte, die Wasserabführung nach den äußeren Widerlagern zu gegeben war. Der Beton wurde von dem wesentlich höheren mittleren Träger nach dem Füllbeton der kleinen Seitenträger zu allmählich abgeglichen und über die gesamte Oberfläche eine Asphaltfilzdecke gelegt, welche an den Randträgern bis zu deren Oberkante hochgezogen, während sie von dem Widerlager bis zur Unterkante der Auflagersteine herabgeführt wurde, wo die weitere Abdichtung der Mauerhinterfläche ein Preolitanstrich übernahm.

Auch bei der Großherzoglich Badischen Eisenbahnverwaltung hat in neuester Zeit dieses Konstruktionsprinzip Eingang gefunden, wie das Beispiel in Abb. 15, eine Wegunterführung bei km $\frac{80}{3}+00$ des Bahnhofsumbaues Karlsruhe, zeigt.

Da hierbei nur eine sehr geringe Konstruktionshöhe zur Verfügung stand, entschied man sich für die Verwendung von Differdinger Trägern unter im übrigen etwa gleichartiger Ausbildung wie unter Abb. 9.

Kennzeichnend für die Beurteilung des Betons seitens des entwerfenden Ingenieurs ist jedoch die Einlage von 3 mm starken Drahtgeweben sowohl über den Unterflanschen der Träger, als besonders über den Oberflanschen derselben durchlaufend, unter gleichzeitiger Verwendung von Betonmischungen und Körnungen, wie sie noch für reinen Eisenbeton

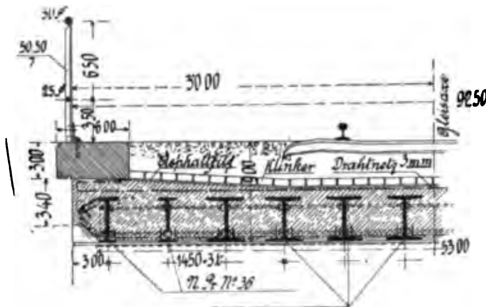


Abb. 15.

genügen würden, nämlich 1 Teil Zement zu 3 Teilen Sand zu 3 Teilen Bodenkies.

Dem Beispiel der Königlich Bayerischen Staatseisenbahnverwaltung, für die Ausbildung von Brückenfahrbahnen mit Trägern, deren Zwischenräume mit Beton ausgestampft wurden, feste Normen aufzu stellen, ist auch die Königlich Preußische Staatseisenbahnverwaltung gefolgt. In einem Ministerialerlaß vom Oktober 1906, über den sich auch im Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 51, Jahrgang 1907, sowie in der Baugewerkszeitung Nr. 49, Jahrgang 1907 Abhandlungen vorfinden, sind in zwölf Punkten Angaben über die „Bewährung, bauliche Ausbildung und Kosten der Überbauten aus Walzträgern mit Betonkappen“ gemacht, aus denen nachstehend einiges mitgeteilt sein soll:[1])

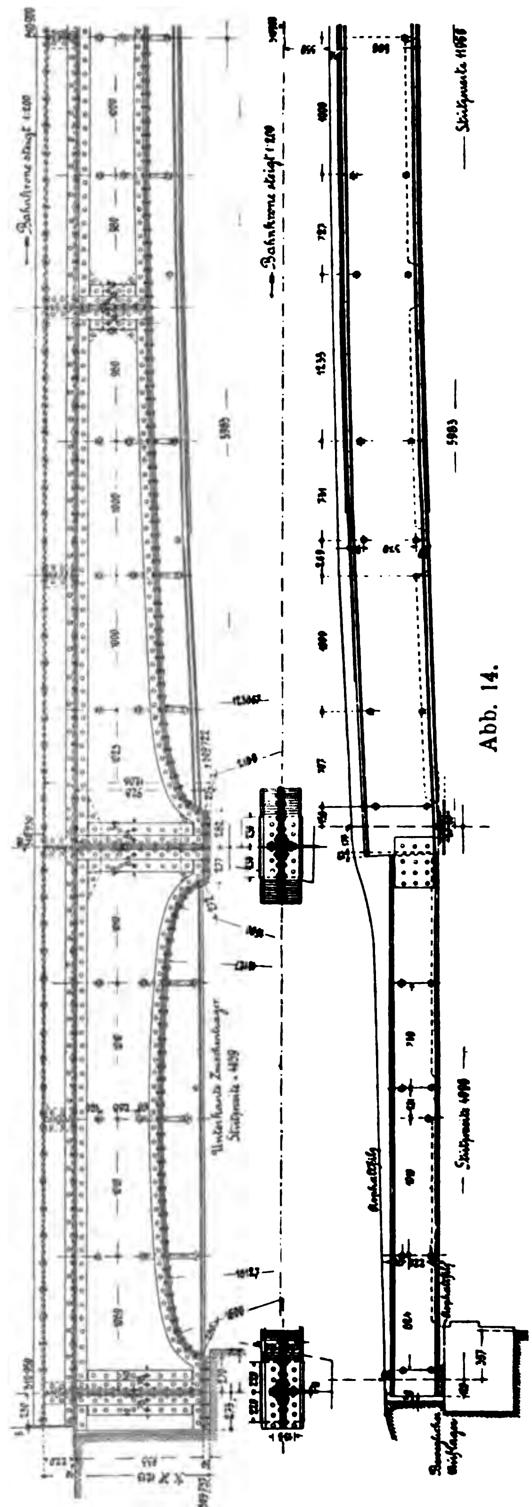


Abb. 14.

[1]) Vergl. auch III. Band. 3. Teil d) Eisenbahnbalkenbrücken. Anhang S. 566 u. f.

1. Als Vorteile gegenüber reinen Eisenbauten gelten einfaches Entwerfen, einfache Herstellung ohne Inanspruchnahme einer Brückenbauanstalt, geringere Baukosten, Gleichbewertung mit reinen Steinbauten hinsichtlich Wegfalls fast jeglicher Unterhaltungsarbeiten.

2. Als Nachteile werden größere Bauhöhe und lange Erhärtungsdauer genannt.

3. Bei der Ausführung sind die Träger sauber, von Schmutz, Öl und Rost zu reinigen, der Beton wird mit nicht zu geringem Wasserzusatz auf Schalungen eingestampft.

4. Die Bewährung ist im allgemeinen gut, allerdings liegen noch keine langen Erfahrungen vor. Es sind Beobachtungen gemacht worden, daß der Beton im Bereiche der Zugspannungen gerissen ist und sich von den unteren Flanschen der Walzträger losgelöst hat.

5. Die Bauweise erscheint gegenüber reinen Eisenüberbauten bis 11 m, nach einer anderen Meinung sogar bis 13 m wirtschaftlich.

6. Die Lagerung der Träger erfolgt teils unmittelbar auf das Widerlager, teils mittels durchgehender Winkel- oder Flacheisen; bei einigen Ausführungen sind auch regelrechte Lager zur Verwendung gekommen.

7. Als Betonmischungsverhältnisse werden angegeben 1:4:6, 1:3:6, 1:3:5, 1:2:5, 1:2:4 und endlich 2 Teile Zement : 5 Teilen Sand : 5 Teilen $\frac{\text{Bimskies im Zugteil}}{\text{Basaltsplitt im Druckteil}}$. Von einer Seite wird empfohlen, bei größeren Stützweiten auf 9 Teile Zement 1 Teil Kalk zuzusetzen, um den Beton elastischer und damit widerstandsfähiger gegen Rissebildungen zu machen.

8. Die Abdeckung des Betons wird in den meisten Fällen durch eine 2 bis 3 cm starke Schicht aus fettem Zementmörtel, eine Asphaltfilzlage und, zwecks Schutzes der letzteren, einen Rost aus Ziegeln oder Latten hergestellt. An Stelle des Asphaltfilzes hat auch geteerte Jute und Asphaltbleiisolierung Verwendung gefunden.

9. Die Entwässerung geschieht bei allen Ausführungen über die Widerlager, bei beschränkter Bauhöhe unter Zuhilfenahme von Mulden zwischen den Walzträgern.

10. Die Kosten für 1 m² vollständige Fahrbahntafel mit Ausschluß der Geländer stellen sich durchschnittlich bei einer Lichtweite von

	2	3	5	6	7	8	9	10	11 m
auf	30,5	40	43	48	56	64	80	95	110 Mark,

während die Kosten für 1 m² reiner Eisenkonstruktion bei Lichtweiten von 6 bis 12 m rund 110 bis 125 Mark betragen.

11. Als besondere Vorschläge für bauliche Einzelheiten werden anempfohlen: die Anbringung eines Drahtgeflechts an den Trägerunterflanschen zwecks besseren Haftens des Mörtelüberzuges daselbst, Bevorzugung der Differdinger breitflanschigen Träger zwecks Ersparnis an Bauhöhe und demgemäß an Gewicht und Kosten, möglichste Englage der Träger, d. i. auf 15 bis 20 cm von Flansch zu Flansch, Trennung des Widerlagers vom Beton des Überbaues zwecks Verhinderung von Rissebildungen bei Durchbiegung des Trägers, Auflagerung der Träger auf Altschienen (Abb. 7) oder besondere Platten (Abb. 8 u. 10).

12. Als besondere Vorschläge für die Berechnung wird seitens einer Eisenbahndirektion eine Verteilung der Verkehrslast auf 3 m, seitens einer anderen auf 4 m gemacht.

Auf Grund dieser Ausführungen haben die Königlichen Eisenbahndirektionen Essen und Erfurt rechnerische und zeichnerische Normen ausgearbeitet, welche im

allgemeinen ähnlich den bayerischen Normen aufgestellt wurden, welche aber anderseits von diesen teilweise grundsätzlich abweichen.

Der Kürze halber seien hier nur auszugsweise die Normen der Königlich Preußischen Eisenbahndirektion Erfurt wiedergegeben, die wir gegenüber den bayerischen künftig als Erfurter Normen bezeichnen wollen.

Letztere beschränken sich zunächst von vornherein nicht auf die alleinige Verwendung von D. N.-P.-Trägern, sondern ziehen auch die Verwendung von breitflanschigen Grey-Trägern zwecks Ersparnis an Konstruktionshöhe, ferner de Wendel-Profile und endlich gewöhnliche Altschienen für kleinste Spannweiten in Betracht. Die Abstufungen der einzelnen Spannweiten springen von der Kleinststützweite von 1 m um jeweils 20 cm bis zur Höchststützweite von 12,6 m. Für jede solcher Stützweiten sind alsdann meist drei verschiedene Trägerquerschnitte, die erforderliche Zahl solcher, ihre Entfernung voneinander, auftretende Maximalbeanspruchungen und andere Angaben vorgezeichnet, so daß, ohne jede weitere Berechnung anzustellen, sofort mehrere

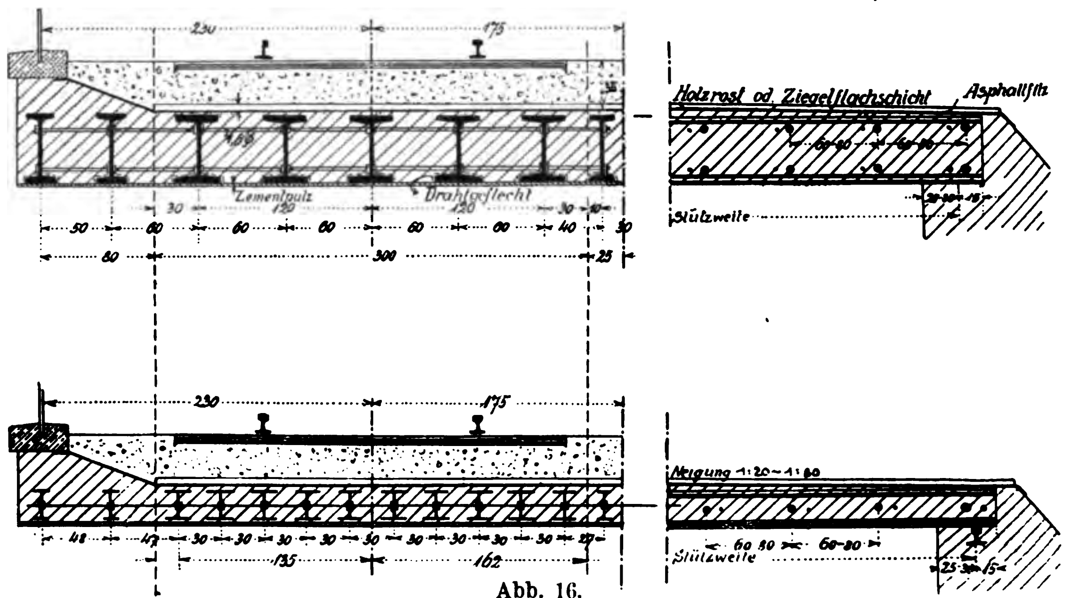


Abb. 16.

Ausführungsmöglichkeiten in allen Einzelheiten vorliegen (vergl. Tabelle 4). Auf einem zugehörigen Konstruktionsblatt, aus welchem in Abb. 16 eine Normaltype dargestellt ist, sind alsdann für sechs Einzelfälle, und zwar für die Verwendung von fünf, sechs, sieben, acht, neun oder zehn Trägern auf ein 3 m breites Gleisbelastungsfeld je nach Trägerprofil, mit Ausnahme der Verwendung von Altschienen bei ganz kleinen Spannweiten, alle auftretenden Möglichkeiten in ihren konstruktiven Einzelheiten erschöpfend behandelt, und zwar derart, daß diese schematischen Aufzeichnungen zugleich als Ausführungszeichnung für den Unternehmer völlig ausreichen. Auch hier sind bei den kleinen Profilen einfache, bei den größeren doppelte Verbindungsschrauben angebracht. Die Betonierung erfolgt stets voll bis zur Unterkante der Träger herab. Von den bayerischen Normen abweichend, sehen die Erfurter Normen in jedem Falle, also gleichviel ob die betreffende Brücke über Bahnlinien oder über Straßen kreuzt, einen die Träger auch nach unten vollständig einhüllenden Zementverputz der Untersichten vor, der zwecks besserer Haftung an den Trägerunterflanschen an um die letzteren umgelegte Drahtgeflechte angeworfen wird.

Tabelle 4.

Stützweite	Bauhöhe	Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe $\frac{l}{h}$	Gleis- und Bettungsgewicht	Betongewicht	Trägergewicht	Gesamteigengewicht (g)	max Mg $\left(g\frac{l^2}{8}\right)$	max Mp	ΣM max	Gewählte Querschnitte	auf 3 m Breite	Widerstandsmoment eines Trägers	Beanspruchung	Trägerabstand	Größter Trägerabstand bei 800 kg/cm² Beanspruchung
m	cm		t/m	t/m	t/m	t/m	mt	mt	mt		Stück	cm³	kg/cm²	cm	cm
1,0	54—66	9	2,30	1,10	0,20	3,60	0,45	5,00	5,45	Altschienen	10	~ 130	420	30	57
1,6	54—66	15	2,30	1,10	0,20	3,60	1,15	8,00	9,15	"	10	~ 130	704	30	34
	61—73	9	2,30	1,59	0,12	4,01	1,28		9,28	I N. P. 18	8	161	721	38	42
2,0	54—66	18	2,30	1,10	0,24	3,64	1,82	10,00	11,82	Altschienen	12	~ 130	758	25	26
	58—70	13	2,30	1,38	0,18	3,86	1,93		11,93	I de Wendel 152/127	7	235	726	43	47
	65—77	9	2,30	1,86	0,13	4,29	2,15		12,15	I N. P. 22	6	278	728	50	55
3,0	61(—73)	17	1,70	1,59	0,23	3,52	3,96	16,88	20,84	I Differd. 18 B	7	390	763	43	45
	67—79	13	2,30	2,00	0,20	4,50	5,06		21,94	I N. P. 24	8	353	777	38	39
	72—84	10	2,30	2,34	0,18	4,82	5,42		22,30	I N. P. 29	5	594	751	60	64
4,0	65(—77)	18	1,70	1,86	0,32	3,88	7,76	28,50	36,26	I Differd. 22 B	7	671	772	43	44
	73—85	13	2,30	2,42	0,30	5,02	10,04		38,54	I N. P. 30	8	652	739	38	41
	79(—91)	11	2,30	2,83	0,27	5,40	10,80		39,30	I N. P. 36	5	1088	723	60	66
5,0	72(—84)	17	1,70	2,35	0,39	4,44	13,88	42,75	56,63	I Differd. 29 B	5	1508	751	60	64
	79—91	14	2,30	2,83	0,37	5,50	17,19		59,94	I N. P. 36	7	1088	787	43	43
	86—98	12	2,30	3,31	0,36	5,97	18,65		61,40	I N. P. 42½	5	1739	707	60	68
6,0	77(—89)	18	1,70	2,69	0,46	4,85	21,82	57,00	78,82	I Differd 34 B	5	2073	761	60	63
	83—95	15	2,30	3,11	0,52	5,93	26,70		83,70	I N. P. 40	8	1459	718	38	42
	91—103	13	2,30	3,66	0,45	6,41	28,85		85,85	I N. P. 47½	5	2375	724	60	66
7,0	83(—95)	18	1,70	3,11	0,56	5,37	32,90	73,45	106,35	I Differd. 40 B	5	2892	736	60	65
	91—103	15	2,30	3,66	0,54	6,50	39,81		113,26	I N. P. 47½	6	2375	795	50	50
	98—110	13	2,30	4,14	0,59	7,03	43,06		116,51	I N. P. 55	5	3602	647	60	74
8,0	88(—100)	18	1,70	3,45	0,63	5,78	46,24	93,50	139,74	I Differd. 45 B	5	3595	778	60	62
	93—105	16	2,30	3,79	0,69	6,78	54,24		147,74	I N. P. 50	7	2750	768	43	45
	98—110	15	2,30	4,14	0,70	7,14	57,12		150,62	I N. P. 55	6	3602	697	50	57
9,0	93—(97)	18	1,70	3,79	0,72	6,21	62,88	114,70	177,58	I Differd. 50 B	5	4451	798	60	60
	98—110	16	2,30	4,14	0,82	7,26	73,51		188,21	I N. P. 55	7	3602	746	43	43
10,0	98—110	18	2,30	4,14	0,95	7,39	92,37	135,90	228,27	I Differd. 55 B	6	5308	716	50	56
	103—115	17	2,30	4,18	0,83	7,61	95,13		231,08	I " 60 B	5	5977	773	60	62
11,0	103—115	18	2,30	4,48	0,99	7,77	115,72	157,10	274,62	I Differd. 60 B	6	5977	766	50	52
	118—130	15	2,30	5,52	0,92	8,74	132,19		289,29	I " 75 B	5	8068	718	60	66
12,0	118—130	16	2,30	5,52	1,11	8,93	160,74	178,40	339,14	I Differd. 75 B	6	8068	701	50	57
12,6	118—130	17	2,30	5,52	1,11	8,93	177,21	191,18	368,39	I Differd. 75 B	6	8068	762	50	52

Annahmen für die statische Berechnung. 1. Verteilung der Verkehrslast auf 3 m. 2. Höhe der Oberbaubettung 0,35 m. 3. Gewicht des Gleises 0,2 tm. 4. Gewicht der Oberbaubettung 2 t/m³. 5. Gewicht des Betons 2,3 t/m³. 6. Gewicht des Eisens (rd. 7,8—2,3) 5,5 t/m³. 7. Zulässige Beanspruchung des Eisens 800 kg/cm². — Bemerkungen für die Ausführung. 1. Die Stützweite ist bei geraden Überbauten 0,50—0,60 m größer als die Lichtweite, die Trägerlänge 0,30 m größer als die Stützweite anzunehmen. 2. Die Bauhöhe (Spalte 3) setzt sich zusammen aus: a) Schienen mit Unterlagsplatte 15 cm, b) Oberbaubettung einschl. Schutzschicht 23—35 cm, c) Betonschicht über den Trägern 3—4 cm, d) Putzschicht unter den Trägern 2—1 cm; zusammen 5 cm.

Dieser Verputz ist in einer Stärke von 1 bis 2 cm vorgesehen. Demgegenüber sei auf die unter Punkt 8 des preußischen Ministerialerlasses angeführte 2 bis 3 cm starke Schicht aus fettem Zementmörtel hingewiesen. Gedacht sind wahrscheinlich Mörtel im Mischungsverhältnis 1 : 1 oder 1 : $1^1/_2$. Die Aufbringung fetten Mörtels empfiehlt sich nicht in Stärken von über $1^1/_2$ cm, da die Neigung zu Rissebildungen bei so fetten Mischungen mit der Stärke zunimmt und ein durchschnittlich $1^1/_2$ cm starker, sachgemäß hergestellter Überzug vollkommen seinen Zwecken entspricht. Die Abdeckung mit Asphaltfilzplatten, Siebelschen Bleiasphaltplatten oder ähnlichen bewährten Dichtungsmaterialien empfiehlt sich in jedem Falle noch.

Hinsichtlich der unter Punkt 7 des Ministerialerlasses angegebenen Mischungsverhältnisse für den Beton zwischen den I-Trägern sei zunächst bemerkt, daß die einfache Angabe 1 : 2 : 5, 1 : 4 : 6 oder ähnlich unzulänglich ist. Diese Bezeichnungsweise eines Mischungsverhältnisses findet sich auch anderorts sehr häufig in amtlichen Vorschriften, Verdingungsunterlagen u. a. m., daß es angezeigt erscheint, auf das Lückenhafte derselben hier etwas näher einzugehen. Da diese Angaben aus fast allen Teilen des Deutschen Reiches gesammelt wurden, unterliegt es keinem Zweifel, daß bei den einzelnen Eisenbahndirektionen teilweise grundverschiedene Baustoffe zur Verwendung gelangen. Unter dem Ausdruck „Schotter" versteht man in Deutschland gemeinhin Schlägelschotter in Körnungen zwischen 25 und 60 cm Größe. Feinere Körnungen werden entsprechend genauer bezeichnet als Feinschotter usw. In Österreich demgegenüber pflegt man mit Schotter schlechthin das natürliche Gemisch von Sand mit rundlichem Fluß- oder Grubengeschiebe zu bezeichnen, wofür man in Deutschland die Bezeichnung Kies, wenn die Massen sandfrei, bezw. Kiessand, wenn Sand beigemischt ist, anzuwenden pflegt. Unter den mittleren Ziffern sind wahrscheinlich meist Anteile an Sand gemeint, während unter der dritten Ziffer ebensowohl Schlägelschotter wie auch sandloser Kies oder aber Kiessand gemeint sein kann. Wenn wir beispielsweise die Mischungsverhältnisse 1 : 4 : 6 und 1 : 2 : 5 herausgreifen, so stellen unter der wohl berechtigten Annahme, daß mit der zweiten Ziffer reine Sandteile genannt sind (Körnungen von 0 bis 7 mm), die dritte Ziffer im ersten Falle das anderthalbfache des Rauminhalts an Sand, im zweiten Falle das zweieinhalbfache dieses Rauminhalts dar. Wenn nun unter der dritten Ziffer Schlägelschotteranteile verstanden sind, so ergäbe sich bei dem Verhältnis 1 Teil Zement 2 Teile Sand : 5 Teilen Schlägelschotter eine für die Ausfüllung der Hohlräume in Schotter unzulängliche Menge an Mörtel, denn der normale Schlägelschotter von 25 bis 60 mm Korn besitzt durchschnittlich 40 vH. Hohlräume; erforderlich wären also bloß zur Ausfüllung derselben 2 Teile Mörtel. Dies würde aber eine absolut ideale Durchmischung und Einstampfung voraussetzen, wie sie in Wirklichkeit kaum je erreicht werden wird. Solange vollends das heute übliche Submissionswesen und demzufolge die Neigung, dem billigsten Unternehmer den Zuschlag zu erteilen, bestehen bleibt, wird man diesem Ideal nur in den seltensten Fällen nahekommen, zumal gerade bei dieser einfachen Arbeit des Ausstampfens der Trägerzwischenräume auch minderwertige Unternehmerfirmen mit der Ausführung betraut werden können. Hierzu kommt ferner, daß in jedem Schotterbeton die Lagerung der Steine großenteils so erfolgt, daß Steinfläche sich an Steinfläche legt, ein Haften dieser beiden Steine aneinander ohne Zwischenlage von Mörtel somit nicht erfolgen kann. Aus diesen Gründen sollte bei Verwendung von normalem Schlägelschotter stets ein gewisser Überschuß an Mörtel vorhanden sein, als allein erforderlich wäre, um die Hohlräume auszufüllen. Das Verhältnis 1 Teil Zement, 2 Teile Sand : 5 Teilen Schotter wäre nur dann zu rechtfertigen, wenn in den 5 Teilen Schotter sich mindestens 35 vH. als Steinsplitter in den Größen von 7 bis 25 mm vorfänden.

Betrachtet man im Gegensatz hierzu das Mischungsverhältnis 1 : 4 : 6, und der Zufall wollte, daß abermals unter der Mittelziffer die Anteile an Sand 0 bis 7mm, unter der dritten Ziffer aber diejenigen von Kiessand verstanden sind, so ergäbe sich folgendes Bild. Flußsand ist im allgemeinen ärmer an feinen Sandteilchen als Grubenkiessand; angenommen sei ein mittlerer Kiessand von 40 -:- 50 vH. Sandgehalt, wie er am meisten vorkommt. Dann stünde ein Mörtel von 1 Teil Zement zu $4 + 0{,}45 \times 6 = 6{,}7$ Teilen Sand gegenüber einem Kiessteingehalt von 4,2 Teilen. Der Mörtel wäre somit nicht nur viel zu reichlich gegenüber dem Steinmaterial, sondern derselbe wäre an sich schon zu mager. Es ist daher unbedingt nötig, daß bei allen Angaben betreffs Mischungsverhältnisse die Begriffe klargestellt werden, auf welche die einzelnen Raumteilchen sich beziehen. Hierbei sollte man von Haus aus technologisch zunächst die Begriffe Mörtel und Steinzuschläge streng auseinanderhalten. Die Zusammensetzung des die Steine verkittenden Mörtels ist einer der wichtigsten Festigkeitsfaktoren des Betons. Je nach den auftretenden Beanspruchungen wähle man den Mörtel von Mischung 1 Teil Zement zu $1^1/_2$ Teilen Sand 0 -:- 7 m/m ab, bei sehr stark beanspruchten Betonteilen in geeigneten Abstufungen bis zur Mischung 1 Teil Zement zu 4 Teilen Sand bei schwach belastetem Beton. Bei den hierzu tretenden Zuschlägen an Steinmaterial sollte man abermals streng auseinanderhalten den sandfreien Kies, den Kiessand und den Schlägelschotter. Als Grundsatz gelte, daß der Beton alle Körnungen vom kleinsten bis zum zulässig größten in möglichst gleichen Mengen enthalten sollte. Hat man als Steinzuschlag sandfreien Kies zuzusetzen, so wähle man die Menge desselben etwa $2^1/_2$mal so groß als diejenige des Sandes im Mörtel, doch muß dieser Kieszusatz eben alle Körnungen von der des größten Sandkornes, also 7 mm, bis höchstens 60 mm für Stampfbeton enthalten. Erfüllt der Kies diese Bedingungen nicht, besitzt er beispielsweise nur Körner zwischen 35 und 60 mm, so ist feinkörniger Kies oder, wenn dieser nicht zu beschaffen, Schlägelschotter zwischen 7 und 35 mm zuzusetzen, derart, daß der im Verhältnis zum Sand $2^1/_2$fache Steinzuschlag zur Hälfte aus dem groben, zur anderen Hälfte aus dem feineren Material besteht. Hat man nur Schlägelschotter als Steinzuschlag zur Verfügung, so sorge man für die richtige Zerkleinerung im Sinne des Vorstehenden. Wenn aber irgendwie angängig, verbinde man nie Sand direkt mit Schotter, sondern mische rundliche Kiessteine dazwischen. Hat man dagegen Kiessand in geeigneter Zusammensetzung mit Schlägelschotter zu verbinden, so wähle man den Schlägelschotterzusatz um etwa ein Drittel größer als die Mengen an Kiessand, doch ist es unerläßlich, durch Durchwerfproben vorher den Kiessand zu untersuchen, ob sein Sandgehalt im richtigen Verhältnis vorhanden ist, nämlich in diesem Falle etwa 50 vH. Unter den in Punkt 7 des preußischen Ministerialerlasses weiter angegebenen Mischungsverhältnissen verdient der Vorschlag, auf 9 Teile Zement 1 Teil Kalk zuzusetzen, besondere Beachtung. Dieser Zusatz kann selbst noch erhöht werden bis auf etwa 30 vH. des Zementgehalts, da der so entstehende Mörtel eine bedeutend höhere Elastizität besitzt, ohne irgendwie eine Gefahr hinsichtlich nachteiliger Wirkung auf die Eisenteile in sich zu schließen.

Unter den Vorschlägen in Punkt 11 betreffend Auflagerung der Träger sind besonders diejenigen der Eisenbahndirektion Posen (Abb. 7) empfehlenswert, da die Verteilung der Einzellasten der Träger auf eine über die ganze Länge des Widerlagermauerwerks laufende gemauerte Schiene wesentlich dazu beiträgt, das Mauerwerk zu entlasten und dasselbe gegen Losbröckeln an der Innenseite am Auflager zu sichern, da die Auflagerdrücke immer auf größere Strecken sich gleichmäßig verteilen können. Was den Kostenvergleich zwischen den Brückenbauten in reiner Eisenkonstruktion gegenüber dem

System ausbetonierter Träger anlangt, so sprechen die in Punkt 10 des Ministerialerlasses eine beredte Sprache. Der Hauptvorteil aber wird in den Ersparnissen der lästigen Unterhaltungsarbeiten zu erblicken sein, so daß die preußische Eisenbahnverwaltung die Führung des sogenannten Brückenbuches, in welchem über die bei eisernen Brücken alljährlich regelmäßig wiederkehrenden Revisions-, Reparatur- und Wiederanstricharbeiten Kontrolle geführt wird, bei diesen Ausführungen nicht mehr als erforderlich bezeichnet, indem sie diese in bezug auf Unterhaltungskosten den Steinbauten gleich erachtet.

Bezüglich der Nachteile, welche man dem System oft nachsagt, nämlich größere Bauhöhe gegenüber reiner Eisenkonstruktion und lange Erhärtungsdauer des Betons und die hieraus sich ergebende Schwierigkeit, bei Auswechslungen alter Brücken eine nach diesem System ausgeführte in Betriebspausen umzulegen, sei auf den schon vorher erwähnten Artikel des Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektors W. Wolff im Zentralblatt der Bauverwaltung, Nr. 51, 1907 verwiesen, in dem ausführlich dargelegt wird, daß diese Nachteile nur teilweise begründet sind. Bezüglich der Bauhöhe weist der Verfasser daselbst nach, daß bei einem strengen Vergleich auf gleicher Grundlage, d. i. unter Zugrundelegung von Brücken mit durchgehender Fahrbahn gegenüber dem Verbundsystem die rein eiserne Bauweise in zwei Fällen sogar größere Bauhöhen der Fahrbahntafel erfordert, und zwar: erstens bei Blechträgerbrücken mit zwischenliegender Fahrbahn nach Abb. 17a bis zu 5,0 bezw. 5,8 m Stützweite und zweitens sogar in allen Fällen bei eisernen Trägerbrücken nach Abb. 17b.

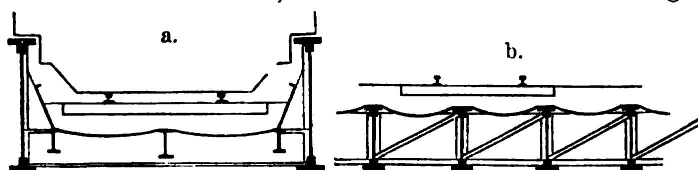


Abb. 17.

Was den angeblichen Nachteil der langen Erhärtungsdauer anlangt, so wird in der genannten Abhandlung ein einfaches Verfahren der Fertigstellung des Brückenüberbaues in gleicher Höhe neben der auszuwechselnden Brücke und das rasche Einwechseln des ersteren ausführlich beschrieben, wodurch auch dieser vermeintliche Nachteil als unzutreffend widerlegt wird.

Die Anwendung vorstehenden Systems hat auch bei einigen Straßenbrücken in Österreich Platz gegriffen. Genannt seien beispielsweise die Brücke über den Inunationsarm des Beischeidbaches in Tersain sowie diejenige über den Schökelbach in Andritz, zu welchen beiden die Pläne im K. K. Ministerium des Inneren, Departement für Straßen- und Brückenbau, ausgearbeitet wurden, und über welche Einzelheiten im Heft 50 der Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Jahrg. 1907, S. 77, zu finden sind.

B. Eisenbrücken mit Eisenbeton.

Während die bisher angeführten Beispiele sich lediglich auf Ausführungen in Stampfbeton erstreckten, bei denen der Beton keinen, oder doch nur in untergeordnetem Maße statischen Ansprüchen zu genügen hatte, sondern mehr oder weniger als Füllmasse, als schützende Hülle gegen Rost und Rauchgasangriffe oder aber endlich als Versteifungskörper ohne nachweisbare statische Wirkung diente, sollen weiterhin Beispiele von Kombinationen der Eisenkonstruktionen mit Beton erläutert werden, bei denen dem letzteren die vollen statischen Wirkungen zugeteilt wurden.

Die Ausführungen bei den Preußischen und Bayerischen Staatsbahnen würden,

wenn man ihre Querschnitte als Verbundkörper von Eisen und Beton etwa nach Art des Verfahrens von Prof. Melan (Beton-Kalender 1907, II. Teil, S. 118) hinsichtlich Druck und Zug allein berechnete, wohl zu wesentlich günstigeren Beanspruchungen führen, doch scheitert die Zulässigkeit der Berechnungsweise solcher Querschnitte meist an der zu groß ausfallenden Gleitfestigkeit, so daß man dazu schreiten muß, die großen eisernen Trägerquerschnitte in eine größere Zahl kleinerer solcher oder gar in Stäbe oder Drähte aufzulösen. Einen sehr charakteristischen Übergang von der vorstehend beschriebenen Bauweise zu den reinen Eisenbetonkonstruktionen bildet daher die

I. Melansche Fahrbahntafel.

Auch hier haben wir es anscheinend wieder mit Stampfbeton zwischen I-Trägern zu tun, doch erscheinen die letzteren nicht mehr als Balken auf zwei Stützen, sondern in Bogenform, und der auf Schalung aufgestampfte Zwischenbeton bildet im Verein mit ihnen Tonnengewölbe. Diese Tonnengewölbe stellen hierbei nicht die Hauptkonstruktion der Brücke dar, sondern sie treten an die Stelle einer Zwischenkonstruktion zur Tragung der Fahrbahntafel zwischen den Querträgern einer im übrigen nach beliebigem System ausgeführten, meist größeren eisernen Brücke.

Die Bogenzwickel dieser Gewölbe werden zwecks Herstellung einer oberen Abgleichung mit leichtem Füllbeton, als welcher zweckmäßig Schlackenbeton gewählt

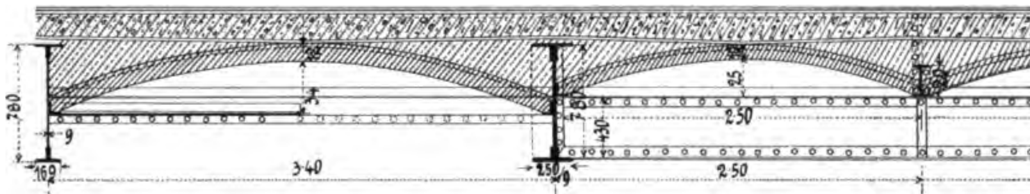


Abb. 18.

wurde, ausgestampft und auf das Ganze schließlich die eigentliche Fahrbahntafel in Beton aufgebracht mit dem für die Entwässerung erforderlichen Seiten- oder auch Längsgefälle.

Professor Melan, der diese Fahrbahnkonstruktion insbesondere auch bei den Brückenbauten der internationalen Rheinregulierung in Vorarlberg (Österr. Allgem. Bauzeitung Jahrg. 1900) einführte, berechnete den zwischen den gewölbten I-Trägern eingebrachten Beton, dessen Unterkante mit Trägerunterkante abschnitt, dessen Oberkante aber den Träger überdeckte, nicht als einfachen Balken auf zwei Stützen, sondern zog denselben in Verbindung mit dem I-Träger als reine Eisenbetongewölbekonstruktion in Rechnung.

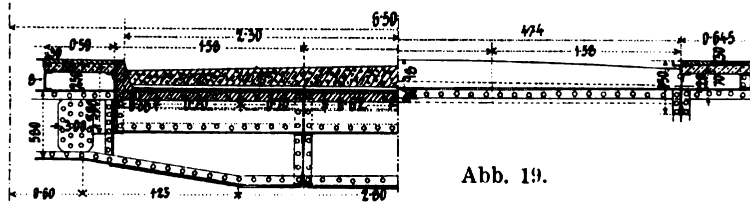


Abb. 19.

In den Abb. 18 u. 19, welche der Österr. Allgem. Bauzeitung, Jahrg. 1900 entnommen wurden, sind zeichnerische Einzelheiten zu den hierher gehörigen Teilen dieser Rheinbrücke dargestellt. In demselben Blatt findet sich unter der Beschreibung der Brücke im weiteren auch die Berechnungsweise des Gewölbes, von der auszugsweise folgendes wiedergegeben sein soll: Stützweite 2,6 m; Gewölbestärke 0,10 m; Verstärkungsrippen I Nr. 8.

a) **Bleibende Belastung für 1 m Breite:**

Schotter in der Brückenmitte 18 cm

$0{,}18 \times 1800 \times 2{,}6 = 842$ kg

Asphaltabdeckung 2 cm stark

$0{,}02 \times 1200 \times 2{,}6 = 62$ „

Betongewölbe $2{,}6 \times 1{,}025 = 2{,}66$ m

$2{,}66 \times 0{,}10 \times 2400 = 638$ „

Zwickelbeton (Schlackenbeton)

$(0{,}25 \times 2{,}6 - 0{,}0642 \times 2{,}6^2) = 0{,}214$ m³

$0{,}214$ m³ $\times 1700 = 364$ „

Zusammen 1906 kg.

Horizontalschub

$$Hg = \frac{1}{8}\,1906 \times \frac{2{,}6}{0{,}25} = 2478 \text{ kg},$$

d. i. für 1 Rippenabstand von 0,70 m $Hg \times 0{,}7 = 2478 \times 0{,}7 = 1734$ kg.

b) **Verkehrslast, Raddruck von 3000 kg im Scheitel des Gewölbes wirkend. Verteilung auf 0,50 m Breite und 0,70 m Länge (Abb. 20).**

$$Hp = \frac{1}{128}\left[25 - 10 \times \left(\frac{0{,}5}{2{,}6}\right)^2 + \left(\frac{0{,}5}{2{,}6}\right)^4\right] \times 3000\,\frac{2{,}6}{0{,}25} = 6003 \text{ kg}.$$

Größtes Moment im Scheitel

$$M = \frac{1}{4}\,G\left(l - \frac{b}{2}\right) - Hp \cdot f = \frac{3000}{4} \times 2{,}35 - 6003 \times 0{,}25 = 261{,}7 \text{ kgm}.$$

$$Hg + Hp = 1734 + 6003 = 7737 \text{ kg}.$$

Für den Rippenabstand von $a = 70$ cm ist, wenn $n = 20$,

$F = 10$ cm $\times 70$ cm $+ 20 \times 8{,}96$ cm² $= 879{,}2$ cm²

$$J = \frac{1}{12} \times 70 \text{ cm} \times 10^3 + 20 \times 96{,}08 \text{ cm}^4 + 700 \times 0{,}21^2 + 20 \times 8{,}96 \times 0{,}79^2$$
$$= 7897 \text{ cm}^4;$$

sonach sind die größten Spannungen im Beton

$$\sigma_d = \frac{Hg + Hp}{F} + \frac{M}{J}\,e_1$$

$$\sigma_z = \frac{Hg + Hp}{F} - \frac{M}{J}\,e_2; \quad e_1 = 5{,}21; \quad e_2 = 4{,}79$$

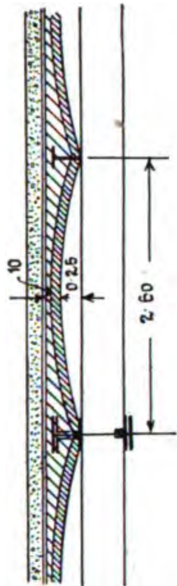
$$\sigma_d = \frac{7737}{879} + \frac{26\,170}{7897} \times 5{,}21 = 26{,}1 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck}$$

$$\sigma_z = \frac{7737}{879} - \frac{26\,170}{7897} \times 4{,}79 = -7 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug}.$$

Der Nachweis über die in diesem Falle auftretende Haftspannung ist dabei nicht gebracht. Das Beispiel darf als typisch gelten, da ohne Berücksichtigung des Betonquerschnitts die Dimensionierung der I-Träger wesentlich größer ausgefallen wäre.

Bei derselben Brücke wurden auch die Fußsteige als Eisenbetonplatten ausgeführt nach Abb. 18 u. 19.

Aus Abb. 21 bis 23 ist ein weiteres Beispiel der Melanschen Fahrbahntafel dargestellt, welches beim Bau der Erzherzog-Ludwig-Viktor-Brücke über die Salzach in Salzburg zur Anwendung gelangte. Bei dieser Brücke erfüllte das Melansche Konstruktionsprinzip zugleich zwei Zwecke, nämlich außer als Zwischenkonstruktion für die Fahrbahntafel, auch denjenigen einer erwünschten Belastung des betreffenden



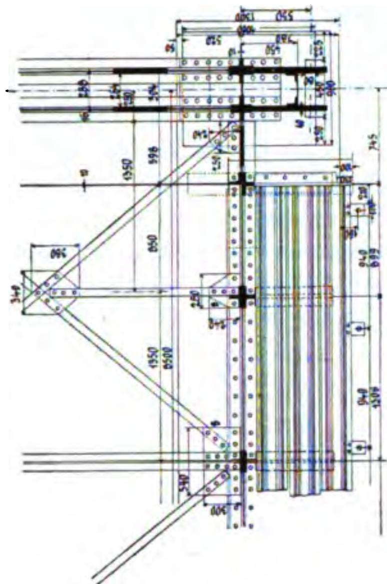


Abb. 23.

Brückenteiles aus Stabilitätsrücksichten. Entsprechend dem erstgenannten Beispiel ist auch hier das Gewölbe aus I-Trägern und Zwischenbeton als Eisenbetonkonstruktionsteil aufgefaßt und demgemäß berechnet. Näheres hierüber findet sich im Jahrgang 1904 der Österr. Allgem. Bauztg., der wir diese Angaben und zeichnerischen Unterlagen verdanken.

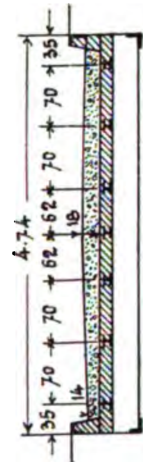


Abb. 20.

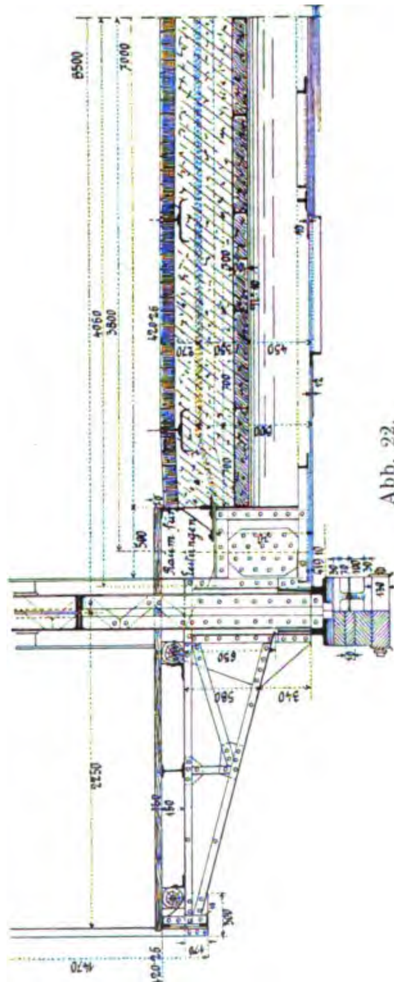


Abb. 22.

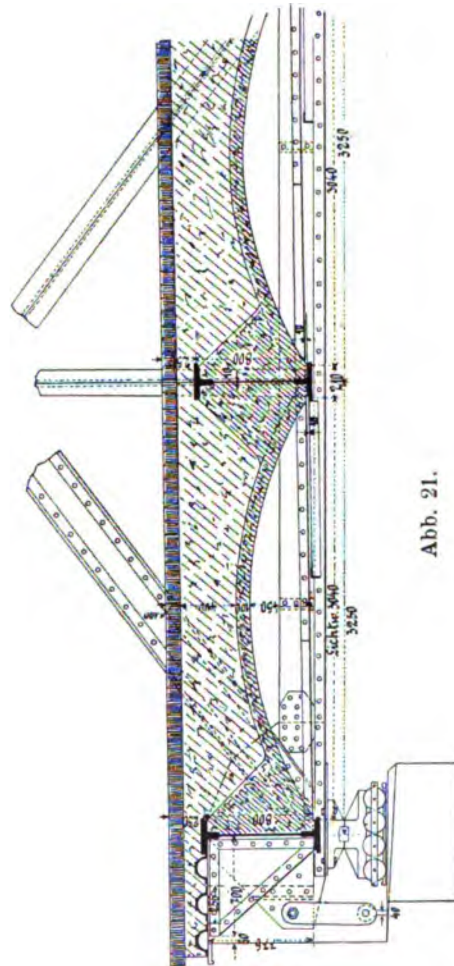


Abb. 21.

2. Die Eisenbahnbrücke der Wabash Railroad.

Aus Abb. 24a u. b sind die Längen- und Querschnitte einer Eisenbahnbrücke ersichtlich. Zwischen zwei genieteten Hauptträgern sind als Querträger in Abständen von je 46 cm I-Träger von 38 cm Höhe angeordnet. Auf letzteren ruht eine Eisenbetonfahrbahntafel mit einer Stärke von 13 cm entlang den Hauptträgern, die sich zwecks Entwässerung der Fahrbahn bis zu 10 cm in der Gleisachse vermindert. Als Verstärkung fanden in Abständen von je 20 cm Quadrateisen in Stärke von 12,7 mm mit Wulsten Verwendung, sogenannte Johnsoneisen (corrugated bars), welche direkt über die Oberflanschen der I-Träger verlegt wurden, während der Beton um 25 mm unter Trägeroberkante griff, so daß die Wulsteiseneinlagen um dieses Maß durch Beton

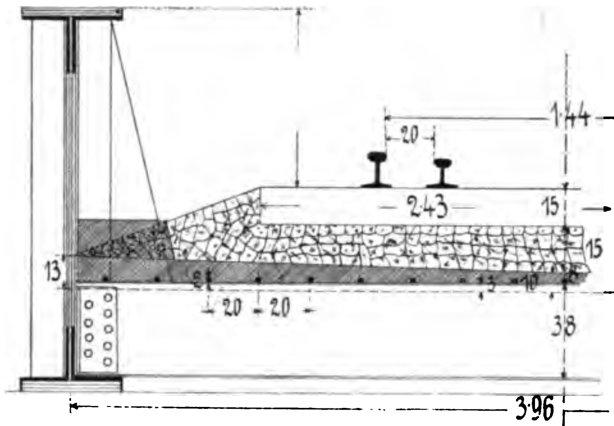


Abb. 24a.

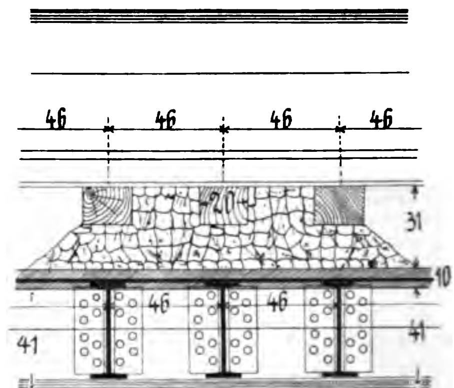


Abb. 24b.

nach unten umhüllt waren. An den Stellen, wo zwecks Versteifung der Hauptträger gegen die Querträger Zwickelbleche angeordnet wurden, zog man zwecks Rostschutzes derselben gegen Nässe im Schotterbett den Beton um diese Zwickelbleche herum, bis über die Gleisschotterbettung in die Höhe, so daß die gesamte Schotterfahrbahn, einen wasserdichten Verputz der Betonoberflächen vorausgesetzt, in einem dichten Trog gefaßt wurde, der an den Tiefpunkten leicht entwässert werden konnte. Von einem Abbiegen der Eiseneinlagen, dem Sinne der Biegungsmomente über bezw. zwischen den I-Trägern folgend, hat man abgesehen, insofern die Einlagen an sich schon sehr reichlich bemessen sind und bei den geringen Spannweiten im Vergleich zur Stärke der Platte mit einer sehr kräftigen Gewölbewirkung gerechnet werden kann.

Ein ähnliches Beispiel, bei dem aber der Eisenbeton in weitergehendem Maße Verwendung fand, bietet

3. die Straßenüberführung bei km 134,254 + 90 der Schwarzwaldbahn in Baden,

zu der, soweit es sich um die Eisenbetonteile handelt, die Firma Meeß u. Nees in Karlsruhe den Entwurf lieferte, welche auch deren Ausführung übernahm (Abb. 25 u. 26).

Die insgesamt 7,40 m breite Straßenbrücke, bestehend in einer gepflasterten Fahrbahn von 5,50 m Breite und zwei Gehwegen von je 95 cm Breite, wird getragen von zwei eisernen Gitterträgern und den zwischen diesen in Abständen von 3,10 m in der Mitte bezw. 2,70 m in den Nachbarfeldern voneinander entfernten vier Querträgern, welche wiederum ein System von fünf Zwischenträgern aufnehmen. Die Querträger haben durchweg gleiche Höhe, obwohl ihre Belastungsfelder verschieden sind. Dieser Unterschied fand Berücksichtigung in verschiedener Wahl der Stehblechstärken. Dasselbe gilt von

den Zwischenträgern, die zwar durchweg 1,42 m voneinander entfernt liegen, aber zwischen den Querträgern des Mittelfeldes 3,10 m weit gespannt sind, gegenüber 2,70 m zwischen den Querträgern der Nachbarfelder. Die Fahrbahnplatte spannt sich somit kontinuierlich über vier gleichweite Felder mit den Auflagern in den fünf Zwischenträgern, an den äußeren Längsträgern frei aufliegend. Hier schließen sich, gleichfalls in Eisenbeton, die Gehwegkonstruktionen an.

Die Berechnung der Fahrbahnplatte wurde für schweres Straßenfuhrwerk unter besonderer Berücksichtigung einer 20 t schweren Straßenwalze durchgeführt. Die Mindestplattenstärke betrug 16 cm, die jedoch zwecks Erzielung seitlichen Gefälles nach der Mitte zu bis auf 21 cm zunahm. Die daraus sich ergebende doppelte Armierung besteht in 14 Stäben von 10 mm Durchmesser und 7 Stäben von 5 mm Durchmesser auf 1 m Breite des Belastungsstreifens. Die 10 mm starken Hauptarmierungsstäbe wurden an den Wendepunkten für gleichmäßig verteilte Last ab- bezw. aufgebogen. Als Verteilungsstäbe wurden sowohl oben wie unten Rundeisen von 5 mm Durchmesser in Abständen von 13 cm voneinander verlegt. Da die Oberkante der Zwischenträger 13 cm tiefer als diejenige der Querträger liegt, ragen die Obergurte der letzteren um dieses Maß in den Beton hinein. Die Durchführung der Verteilungsstäbe und des Betons über diese Obergurte hinweg, die an sich wünschenswert gewesen wäre, verbot sich in Rücksicht auf die für das Seitengefälle der Fahrbahntafel um 5 cm abnehmende Plattenstärke, da an der hier nur 16 cm betragenden Stärke der Platte die erforderliche Deckung der Querträgerobergurtplatten nicht mehr vorhanden gewesen wäre.

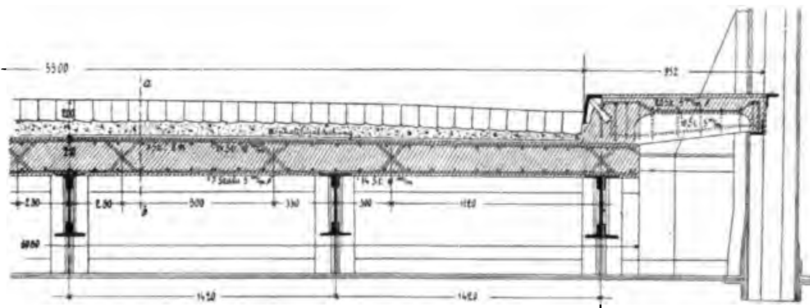


Abb. 25.

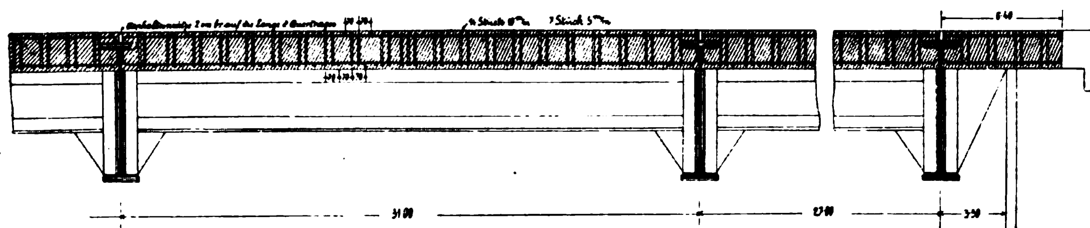


Abb. 26.

Man bildete daher diese Trennungsfugen als 2 cm starke Dehnungsfugen aus, indem man sie mit Asphalt ausgoß. Die Fahrbahnplatte erhielt als obere Abdichtung einen Asphaltfilzplattenbelag, der an den Gehwegen entlang bis an die Bordkantenschutzeisen hochgezogen wurde.

Bei den **Gehwegen** hat man die Dehnungsfugen über den Querträgern beibehalten, wohl der Einheitlichkeit mit der Fahrbahntafel wegen, da ein Grund für die Unterbrechung der Gehwegplatte in ihrer Längsrichtung bei der geringen Längenausdehnung der Brücke von rund 9 m nicht ersichtlich ist. Innerhalb dieser Dehnungsfugen bezw. der Außenabschlüsse hat man die Gehwegplatten kassettenartig ausgebildet.

Die Plattenstärke beträgt 8 cm, die Armierung besteht in 20 Stäben von 5 mm Durchmesser auf 1 lfd. m Gehwegplatte. Außerdem sind fünf Verteilungsstäbe auf die Breite der Platte vorgesehen. Es wäre zulässig und im Interesse der Gewichtsersparnis nicht unzweckmäßig gewesen, die Gehwegkonstruktion durch Einbetonierung der Hauptbewehrungsstäbe in die Fahrbahnplatte mit dieser in festen Verband zu bringen. Die Gehwege erhielten einen 2 cm starken Asphaltbelag. Die Bordkanten wurden gegen Beschädigungen durch anfahrendes Fuhrwerk durch Anbringung von Bordleisten in Winkeleisenform geschützt.

Als Eisenbetonplatten zwischen oder über I-Trägern sind nun in letzter Zeit eine sehr große Zahl Fahrbahnkonstruktionen ausgeführt worden. So finden sich in der Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Heft 50, Jahrg. 1907, u. a. Einzelheiten über die Fahrbahnkonstruktionen der Brücke über den Pruth bei Czernowitz, desgl. über den Triestingbach bei Günseldorf, über den Gosaubach bei Gosaumühl und endlich eine Brücke über den Pössnitzbach bei km 60 der Triester Reichsstraße, sämtlich als Straßenbrücken, deren Entwürfe im Departement für Straßen- und Brückenbau des K. K. Ministeriums des Inneren entstanden sind.

Selbst die Koenensche Voutenplatte hat ihren Weg auch zu den Brückentafelkonstruktionen gefunden, und zwar bei einer Straßenbrücke über den Blániefluß in Wlašim im Zuge der Beneschau—Iglauer Reichsstraße, entworfen im technischen Departement der K. K. Statthalterei in Prag (s. Ö. W. 1907, Heft 50).

In ausgedehntem Maße fand Eisenbeton in Verbindung mit eiserner Tragkonstruktion Verwendung beim Bau der

4. Kanalbrücken im Zuge des Illinois und Mississippi-Kanals,

der in den Nr. 55 u. 56 des Jahrgangs 1907 des Engineering Record ausführlich beschrieben ist, und von dem Teile in den Abb. 27 bis 33 hier dargestellt sind. Kanalbrücke 9 dieses Kanals ist dadurch besonders bemerkenswert, daß dieselbe einen Fluß überschneidet, der beträchtlichen Schwankungen in seiner Wasserführung unterworfen ist, so daß sogar mit der Möglichkeit gerechnet werden mußte, daß während einer Trockenlegung des Kanals zwecks Reinigung desselben ein Hochwasser den Kanaltrog hochzuheben vermochte. Der Kanaltrog bei Brücke 9 ruht auf zwei Landwiderlagern und vier dazwischen liegenden Pfeilern aus Stampfbeton, letztere von je 23,72 m Länge in der Flußrichtung, 1,22 m oberer Breite, 1,83 m bis 2,44 m Sohlenbreite, je nach der Gründungstiefe, die zwischen 5,80 m und 9,14 m, von Pfeileroberkante gemessen, schwankt (Abb. 27). Das Pfeilermauerwerk reicht bis 61 cm über den Wasserspiegel des Kanals. Die Pfeiler sind unterstrom senkrecht abfallend und im Grundriß rechteckig ausgebildet, (Abb. 28 u. 29) während sie nach oberstrom in einen zum Eisbrecher ausgebildeten, geneigten Grad verlaufen. Diese Pfeiler nun besitzen zur Aufnahme des Kanaltroges in der Mitte eine Aussparung von 13,51 m Lichtweite und 3,35 m lichter Höhe. Der Pfeilerbeton ist entlang den Flächen, die den Trog umfassen,



Abb 27.

durch Stahleinlagen verstärkt, und zwar zwei wagerechte Rundstäbe von 38 mm Durchmesser in dem Unterteil und je zwei senkrechte in den beiden Aufbauten (Abb. 28). Die Landwiderlager haben die gleichen Aussparungen wie die Pfeiler, doch tritt an den Enden des Troges das Mauerwerk bis zur Innenflucht der Kanalwände hervor. Die Mittenentfernungen der Pfeiler voneinander sind 10,67 m; diejenigen der Pfeilermitten von Außenkantenauflager am Landwiderlager 10,06 m.

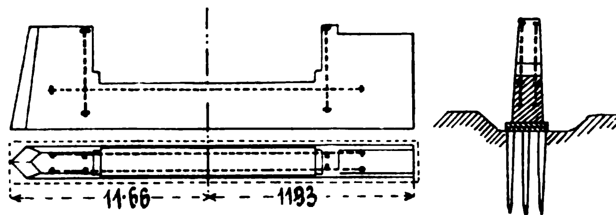


Abb. 28.

Der eigentliche Trog besteht aus einem System von stählernen Profilträgern als Haupttragkonstruktion und einer inneren Eisenbetonverkleidung über bezw. zwischen denselben. Ursprünglich war beabsichtigt, die Innenverkleidung aus Holz herzustellen, doch fand man bei genauerer Untersuchung, daß eine Eisenbetonauskleidung den Anforderungen besser Rechnung trüge, zumal schon die Herstellungskosten geringer und die Unterhaltungskosten voraussichtlich fast gänzlich in Wegfall kämen. Der Entwurf für die innere Auskleidung stammt von dem Ingenieurassistenten L. L. Wheeler.


Abb. 29.

Die 19 stählernen Profilträger der Haupttragkonstruktion entsprechen etwa dem deutschen N. P. 50 mit einem Gewicht von 90 engl. Pfund pro engl. Fuß Länge, entsprechend 135 kg für 1 lfd. m; sie sind in Abständen von 68,6 cm als Mittenentfernung voneinander verlegt und werden durch je vier 31,7 mm starke Rundeisen (Abb. 31) mittels Spannschlösern zusammen bezw. durch übergeschobene eiserne Rohrstückes


Abb. 30.

zwischen den Stegen in ihren vorgeschriebenen Entfernungen voneinander festgehalten. Die Seitenwangen des Troges lehnen sich beiderseits gegen je zwei stählerne I-Träger von ebenfalls 50 cm Höhe, in Mittenabständen von 2 m voneinander, die ihrer Beanspruchung gemäß, mit den Stegen wagerecht liegend, die Horizontalkräfte der Trogwandungen auf die Pfeiler bezw. Landwiderlager übertragen. Als senkrechte Verbindungsstützen dienen [-Eisen von 30,5 cm Höhe bei nur 15 engl. Pfund für 1 engl. Fuß, das ist 22,3 kg Gewicht für 1 m, welche die Wandflächen zwischen den Pfeilern bezw. Landwiderlagern in drei gleichweite Felder teilen. Die beiden Außenfelder erhielten noch Diagonalzugstäbe aus 31,7 mm-Rundeisen (Abb. 27).

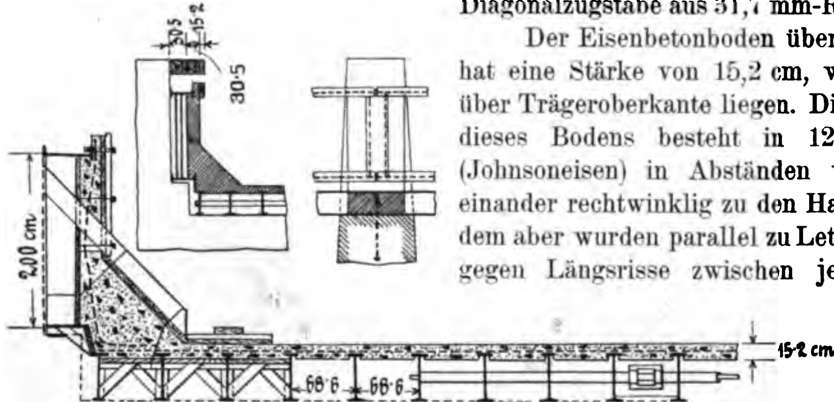


Abb. 31.

Der Eisenbetonboden über den Bodenträgern hat eine Stärke von 15,2 cm, wovon zwei Drittel über Trägeroberkante liegen. Die Hauptbewehrung dieses Bodens besteht in 12,7 mm-Wulsteisen (Johnsoneisen) in Abständen von 15,2 cm voneinander rechtwinklig zu den Hauptträgern, außerdem aber wurden parallel zu Letzteren Sicherungen gegen Längsrisse zwischen jedem Hauptträgerpaar zwei ebensolche Eisen unter die Hauptbewehrungsstäbe gelegt. Diese Tieflage der Eisen weist darauf hin, daß diese nicht als Verteilungsstäbe, sondern als Schutz gegen Temperaturrisse dienten, da letztere hauptsächlich an den Untersichten der Bodenkonstruktion ihre Wirkungen ausüben konnten. Die Ecke mit den Seitenwänden des Troges wurde durch Ausbetonierung unter 45° versteift, so daß die Kathete des rechtwinkligen Querschnittsdreiecks 95 cm Länge besitzt.

Die Eisenbetonseitenwandungen des Troges sind 22,85 cm stark. Ihre Hauptbewehrung bilden in Abständen von 15,24 cm voneinander verlegte senkrechte 19 mm Wulsteisen (Johnsoneisen), welche, dem Verlaufe der Momente entsprechend, zwischen den beiden Hauptträgern der Seitenwände abgebogen wurden. Ihre Länge beträgt 2,74 m, wovon etwa 60 cm auf die Überlappung der Bodenstäbe entfallen (Abb. 31). Als Verteilungs- und Schutzstäbe gegen Rissebildungen dienten beiderseitig je neun wagerechte Rundeisen von 12,7 mm und 13 desgleichen von 19 mm.

Um zu verhindern, daß Fahrzeuge gegen die Seitenwandungen des Troges anfahren, wurden ohne Verbindung mit den Trogwandungen, also von Pfeiler zu Pfeiler bezw. Landwiderlager, beiderseitig je drei Kanthölzer, und zwar zwei von quadratischem Querschnitt mit 30,5 cm Seitenlänge und als außenliegendes, auswechselbares eine Bohle von 30,4 auf 15,2 cm Stärke miteinander verbolzt und an der Innenseite der Pfeiler bezw. Widerlageraufbauten befestigt. Gleichzeitig wurde noch eine um einige Zentimeter zurückstehende Streichbohle an der Oberkante der Trogwände selbst angebracht. Da der Kanalbetrieb auch für Benutzung von Zugtieren hergerichtet werden sollte, wurde auf einer Seite eine Treidelpfadbrücke über die Pfeileraufbauten hinweggeführt, bestehend in I-Trägern mit daraufruhender Holzabdeckung.

Wie bereits erwähnt, liegen einige der geschilderten, alle nach demselben System gebauten Kanalbrücken in einem Stromgebiet, in dem die Hochwasser bis über die Sohle der Kanaltröge steigen. Um bei etwaigen gleichzeitigen Leerstehen des Kanals zwecks Reinigung ein Emporheben des Troges zu verhindern, sind Boden-

klappen angebracht, welche ein Einströmen des Wassers von unten in den Trog bewirken, und deren Mechanismus gleichzeitig selbsttätig an beiden Enden des Troges angebrachte Stauwände aufrichtet, um den Wasserzulauf auf den Kanaltrog zu beschränken.

Über die Mischungsverhältnisse sei folgendes aus dem Bericht des Engineering Record hervorgehoben: Da die einzelnen Bauwerke sehr weit auseinander lagen, kamen verschiedene Materialien zur Verwendung. So wurde bei Kanalbrücke 4 bei Pfeilern und Widerlagern Naturzement von Utica verwendet und demzufolge das Mischungsverhältnis sehr fett, nämlich 1 Teil Naturzement : 2 Teilen Mississippi-Flußsand : 4 Teilen Kalksteingeschläge angenommen, welche mit der Smith-Mischmaschine[1]) (Beton-Kalender 1908, I, S. 219) gemischt wurden. Bei Kanalbrücke 9 dagegen kam fast ausschließlich Portlandzement zur Verwendung, und zwar im Verhältnis 1 Teil Zement : 3,5 Teilen Kiessand : 4,5 Teilen Steingeschläge, sowohl für die Gründungen, als auch für die aufgehenden Pfeiler. Der Sand, aus dem Aushub gewonnen, enthielt hierbei bis 20 vH. feine Kieselsteine; der Schotter wurde zwecks Entfernung des Steinmehls gesiebt, wobei zugleich Stücke von über 2 Zoll Ringgröße ausgeschlossen wurden. Auch hier fand die Smith-Mischmaschine Verwendung. Die Zuführung der Betonmaterialien zur Mischmaschine erfolgte in eigens dazu erbauten Meßwagen mit Klappboden, in denen zu unterst der Sand, auf diesem der Zement und zu oberst der Schotter eingemessen wurden. Diese Wagen faßten jeweils eine Mischung von 20 Kubikfuß $= 0{,}56\ m^3$ Masse. Von den Vorschriften der Bauleitung seien noch folgende erwähnt: Magererer Mörtel zum Beton als 1 Teil Zement : 3 Teilen Sand ohne Kiesel durfte überhaupt nicht verwendet werden. Da, wo der in den Baugruben gebaggerte Kiessand in ungetrenntem Zustande, mit einem Kieselsteingehalt von 55 vH. Verwendung finden konnte, sollte derselbe im Verhältnis $1 : 5^1/_2$ gemischt werden.

Alle Ansichtflächen wurden derart behandelt, daß Mörtel im Verhältnis 1 Teil Zement : 2 Teilen Mississippisand an die Schalung in Stärke von 4 cm vorgelegt wurde.

Bei Herstellung der Trogauskleidung der Kanalbrücke 9 fand das gleiche Mischungsverhältnis wie für die Pfeiler und Fundamente statt, jedoch unter Weglassung des Schotters. Der Beton des Troges bestand somit in einer Mischung von 1 Teil Portland-Zement auf 3,5 Teile Kiessand.

Bei der Bestimmung des Eisenbetontroges als Wasserbehälter mußte auf die Ausbildung der Temperaturfugen besondere Sorgfalt verwendet werden, sofern man die Herstellung solcher überhaupt ins Auge faßte, was bei den längeren Kanalbrücken, wie diejenige Nr. 8 unumgänglich war. Die 50 cm hohen Bodenträger wurden an ihren Auflagern zu diesem Zwecke auf eine Länge von durchschnittlich 1,20 m in eine 45 cm hohe Betonhülle eingebettet, über deren Mittellinie der wasserdichte Anschluß der Eisenbetonböden der beiden benachbarten Tröge derart erfolgte, daß man ein keilförmiges Brettchen während der Betonierungsarbeiten in die Trennungsfuge steckte, welches später entfernt, und dessen Hohlraum mit Kohlenteerpech ausgegossen wurde. Auf diese Weise bildete jeder Trog zwischen seinen Pfeilern bezw. Widerlager einen für sich abgeschlossenen Teil.

Der Arbeitsvorgang gestaltete sich folgendermaßen. Es wurde jeweils der Boden einschließlich der Eckversteifung an einem Tage, die beiden auf letztere aufzusetzenden Seitenwandungen an dem darauffolgenden Tage ausgeführt. Die Schalung für die Sohlenbetonierung bestand in zwischen die I-Träger parallel zu diesen eingelegten, je zwei Längsdielen, die gegen die Unterflanschen der Träger abgespriеßt wurden (Abb. 31, links). Als Außenschalung der Seitenwände dienten zweizöllige Dielen

[1]) Siehe „Handbuch für Eisenbetonbau“, II. Band, S. 80.

welche in Abständen von je 1,22 m durch senkrecht stehende, zwischen den Hauptlängsträgern verkeilte Rahmenhölzer gestützt wurden. Die Innenschalung der schrägen Eckversteifung wurde durch schräg auf hochkant gestellte und an die vorhin genannten senkrechten Pfosten angenagelte Dielen von 76 auf 203 mm Stärke gehalten, welche mittels durch den Beton hindurchreichender Drähte an der Boden- bezw. unteren Seitenschalung befestigt wurden (Abb. 32). Die Schalung selbst wurde mit fortlaufender Betonierung unter diese Dielen geschoben. Sämtliche Eiseneinlagen der Sohle wurden am Tage vor der Betonierung in richtiger Lage verlegt und mittels Bindedrahts zusammengebunden. Am selben Tage wurden auch die senkrechten Bewehrungsdrähte der Seitenwandungen nach einer Schablone gebogen und an einem in Höhe des oberen Randes der Seitenwände angebrachten Hilfsholze bis zur Beendigung der Betonierung befestigt. Die wagerechten Verteilungsstäbe wurden erst mit fortschreitender Betonierung verlegt. Beachtenswert ist das Verfahren, welches bei Betonierung der Sohle eingeschlagen wurde. Die Bodenbetonierung wurde nicht in Richtung des Kanals fortschreitend vorgenommen, sondern man begann durch eine Arbeiterkolonne in jedem Trog für sich mit der Betonierung des Fußes der Eckversteifung einer Seite auf die Stärke des Sohlenbetons, und zwar

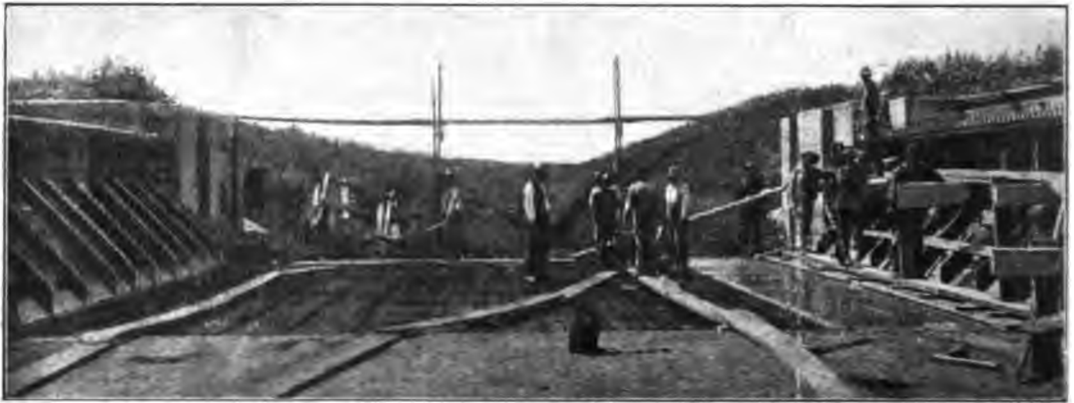


Abb. 32.

sofort jeweils auf die ganze Länge eines Troges. Auf den so zuerst eingebrachten und gestampften frischen Beton legte man längs drei 7,5 cm starke Bohlen nebeneinander, ferner rechtwinklig über diese hinweg 5 cm starke Rahmenhölzer, welche eine vierte Bohle als Lauf- und Fahrdiele trugen, von der aus dieselbe Arbeiterkolonne den weiteren Beton für die Eckversteifung einbrachte, während eine zweite, kleinere Arbeiterkolonne die Betonierung der Sohle nach der Mitte zu fortsetzte. Hierbei verfuhr man so, daß man eine Bohle von 5 auf 10 cm Stärke auf hochkant jeweils über die Mitte eines Boden-I-Trägers vorlegte und den zwischen dieser und dem zuletzt von der Seite her eingebrachten Beton verbleibenden Feldstreifen von 68,6 cm Breite, entsprechend der Mittenentfernung der I-Träger voneinander, auf die ganze Länge des Troges ausbetonierte. Alsdann wurde die Bohle zwecks Wiederholung dieses Verfahrens über den nächsten Träger vorgelegt, der Betonabschluß aufgerauht, um mit dem nachfolgenden Beton sich innig zu verbinden (Abb. 32).

Sobald die erste Arbeiterkolonne die Aufbetonierung der Eckversteifung auf die Länge des Troges auf der einen Seite beendet hatte, wiederholte sich die gleiche Arbeit auf der gegenüberliegenden Seite des Troges. Eine dritte Kolonne setzte als-

dann wiederum die Sohlenbetonierung auf dieser Seite nach der Mitte zu fort. Sobald auch die linke Eckversteifung beendet war, wurden alle drei Kolonnen zusammengenommen, um die Sohle fertig zu betonieren. Auf diese Weise wurde innerhalb der Sohle in sehr zweckmäßiger Weise erreicht, daß an keiner Stelle der frische Beton an bereits abgebundenen Beton zu liegen kam, wodurch einesteils eine erhöhte Gewähr für Wasserdichtheit der Sohle erzielt, außerdem aber an Material und Arbeit für Anschlämmen und Einbringen von fettem Verbindungsmörtel bezw. Aufspitzen von erhärtetem Beton gespart wurde.

Der Beton wurde lediglich auf seiner Oberfläche mit der Holzscheibe abgerieben ohne weitere Verwendung von Mörtel, da die Mischung des Betons an sich, 1 Teil Zement auf 3,5 Teile Kiessand als wasserdicht erachtet wurde. Die Betonierungsarbeiten erfolgten zum Teil, z. B. bei Kanalbrücke 4, in der Mitte des Dezember bei Frostwetter bis zu 11 ° C. Kälte. Hierbei wurde das zum Beton zu verwendende Anmachewasser auf 55 ° C. erwärmt, indem man Auslaßdampf von der Mischmaschine

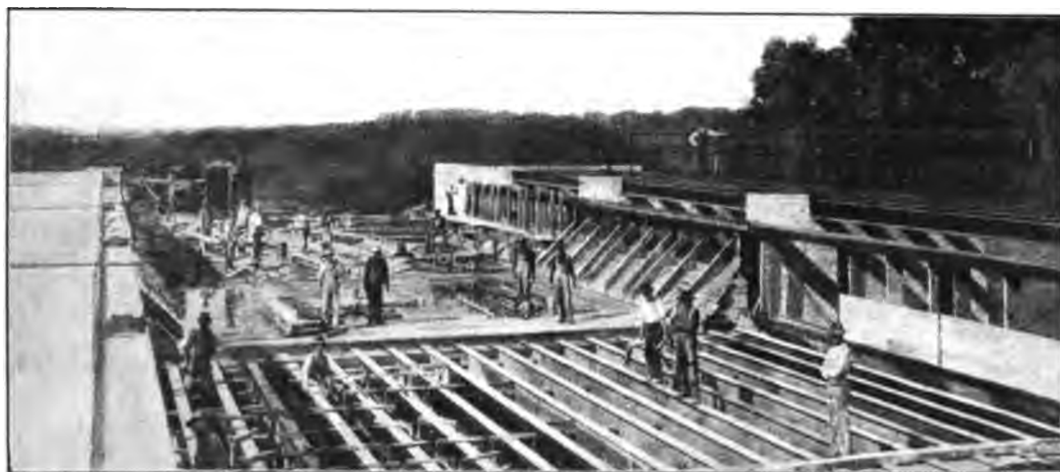


Abb. 33.

in den auf dieser befindlichen Wassertrog einströmen ließ. Der eingebrachte Beton hatte alsdann eine Temperatur von etwa 20 bis 30 ° C. Nachdem der Beton eingebracht war, verlegte man hölzerne Dielen auf demselben, über denen Böcke zur Tragung einer zweiten Lage zölliger Holzdielen aufgestellt waren. Der zwischen beiden Lagen befindliche Hohlraum wurde hierauf auf die reichliche Dauer von 48 Stunden durch heiße Wasserdämpfe erwärmt. Der so behandelte Beton hat sich als durchaus gut erwiesen. Der Engineering Record macht am Schluß noch Angaben über die Höhe der Kosten der einzelnen Bauteile, von denen folgende Erwähnung finden mögen: Es stellte sich der Durchschnittspreis für 1 m^3 Stampfbeton der Gründungen, Pfeiler und Widerlager an Material und Lohn (ausschl. Oberaufsicht und Wasserhaltung) auf 6,66 Dollar für 1 Kubikyard = 37 Mark für 1 m^3 bei einer Gesamtmenge von 3612 Kubikyard = 2757 m^3 Beton; hierzu traten noch als Kosten der Oberaufsicht 6990 Mark sowie für Wasserhaltung 7072 Mark. Ferner kostete Material und Lohn für 1 m^3 Eisenbeton der Trogauskleidung einschl. Schalung, aber ausschließlich Lieferung der Eiseneinlagen selbst, 8,70 Dollar für 1 Kubikyard = 47,10 Mark für 1 m^3 bei einer Gesamtmenge von 329 Kubikyard = 251 m^3 Eisenbeton. Die Ankaufs-

kosten der Bewehrungseinlagen beliefen sich auf 2,32 Cents für 1 engl. Pfund, = 22 Pf. für 1 kg. Als ortsübliche Löhne galten hierbei:

Bauführer	425,00	Mark	monatlich
Maschinenführer	382,00	„	„
Pumpenführer und Heizer	255,00	„	„
Zimmerleute	10,60	„	täglich
Tagelöhner	7,50	„	„
Wasserträgerjungen	2,55	„	„

Für die **Herstellung von Fußwegkonstruktionen** bei eisernen Brücken kommt neuerdings der Eisenbeton immer mehr in den Vordergrund. Selbst bei Brücken kleinster Spannweiten, bei denen ein einfacher billiger Holzbelag früher genügte, erscheint die Eisenbetonplatte in Rücksicht auf den schnellen Verschleiß des Holzes wirtschaftlich.

5. Die Durchlässe im Zuge der neuen Lastenlinie des Stahl- und Eisenwerks Schoeller in Ternitz.

Unter diesen Durchlässen befinden sich drei in reiner Eisenbetonkonstruktion, während beim vierten die erforderliche Konstruktionshöhe für Ausführung in Eisenbeton nicht vorhanden war und man daher zu einem Verbundsystem nach Abb. 34 griff. Für die größeren Verkehrslasten dienten als tragende Teile unter jedem Gleis zwei Träger N.-P. 35, zwischen denen auf einer Betonverfüllung die Schienen ruhen, während für die Ausbildung der Fußwegrandträger in Eisenbeton die Konstruktionshöhe gerade noch ausreichte. Da die Brücke auch einen Fußgängerverkehr ermöglichen sollte, wurden zwischen den Gleis- und Gehwegrandträgern Eisenbetonplatten zweckmäßig hergestellt. Der Entwurf und die Ausführung, welche im Sommer 1907 erfolgte, lagen in den Händen der Firma Diss u. Co. A.-G. in Wien.

Abb. 34a u. b.

Für die

6. Straßenbrücke über die Passer bei Meran

wurde seitens der Firma N. Rella u. Neffe in Wien die aus Abb. 35a, b, u. c ersichtliche leichte Gehwegkonstruktion entworfen und durchgeführt. Bei der Stützweite von rd. 2,40 m erwies sich eine Plattenbalkenkonstruktion als die billigste und zweckmäßigste, deren Unterzüge in Mittenabständen von 85 cm voneinander bei einer Höhe von 19 cm unter der 5 cm starken Platte angenommen wurden. Als Bewehrung dieser Unterzüge dienten je zwei 14 mm starke Rundeisen, deren eines in der Zugzone wagerecht durchgeführt wurde, während das andere vor den Auflagern unter 45° nach oben aufgebogen und am Auflager selbst senkrecht nach unten wieder abgebogen und an seinen unteren Enden durch das Auflagerwinkeleisen durchschießend durch

eine aufgeschraubte Mutter mit diesem in festen Verband gebracht wurde. Die Bewehrung der Platte besteht in acht Stäben von 7 mm Durchmesser, welche durchweg geradlinig verlaufen, doch sind über den Unterzügen zur Aufnahme von Zugspannungen trapezförmige Eisen gleicher Stärke eingelegt, um welche sich die oberen

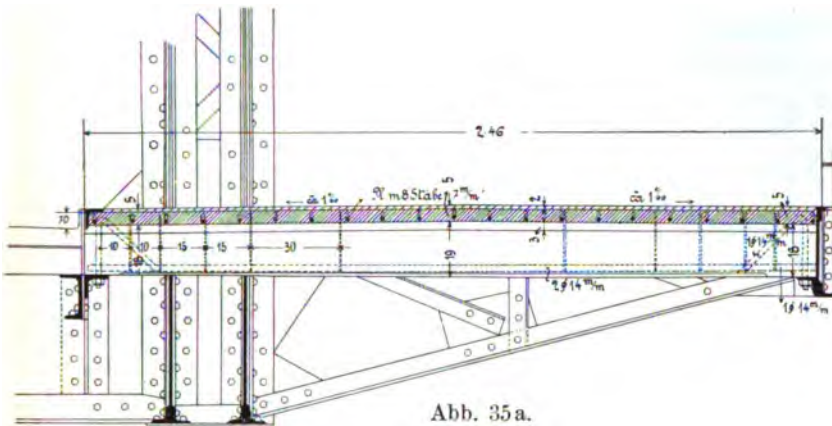


Abb. 35a.

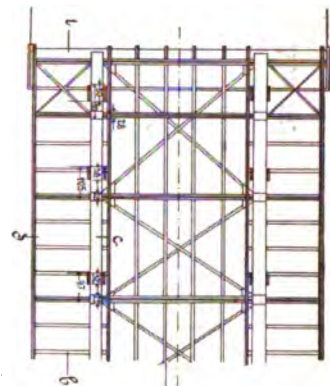


Abb. 35b.

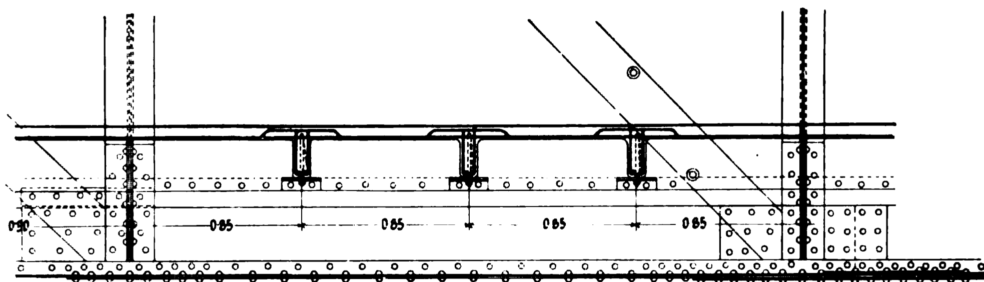


Abb. 35c.

Enden der die Bewehrungseisen der Unterzüge umschließenden Bügel schlingen. Die Gehwegtafel besitzt von der Mitte nach beiden Seiten zu Gefälle in 1 : 100 und erhielt als oberen Abschluß eine 2 cm starke abgewalzte Feinschicht.

In ähnlicher Weise wurden auch die Fußwegkonstruktionen bei der eisernen Brücke über die Donau bei Tulln durch die obige Firma durchgeführt. Selbst bei bereits bestehenden eisernen Brücken hat man sich vielfach nachträglich entschlossen, eine Auswechslung der hölzernen Gehwegtafeln oder auch der dieselben tragenden Teile vorzunehmen. So wurde auf Vorschlag der Firma R. P. Wagner in Wien die Auswechslung der Gehwegkonstruktion in Eisenbeton bei der eisernen Brücke über den Mödlingbach in der Stadtgemeinde Mödling

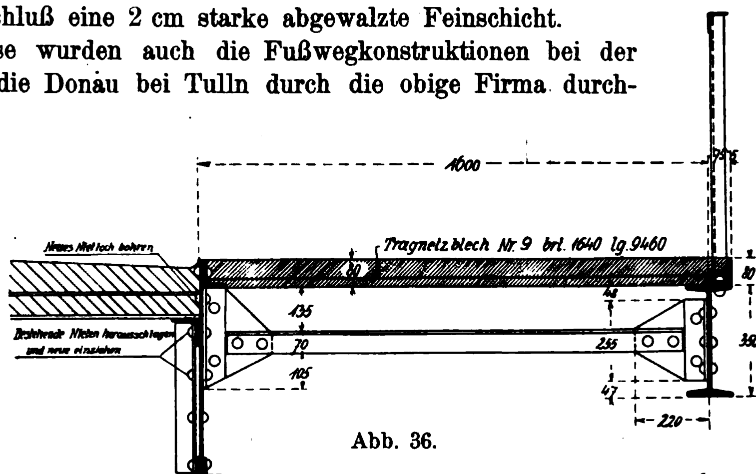


Abb. 36.

Abb. 37.

Abb. 38a.

Abb. 38b.

Abb. 38c.

Abb. 38d.

bei Wien im Zuge der Eisentorgasse nach Abb. 36, ebenso bei einem Gehsteg über den Westbahnhof in Wien nach Abb. 37 und bei einem weiteren solchen in Wien-Neudorf nach Abb. 38a bis d vorgenommen.

7. Straßenbrücke in Indianapolis.

Um zu zeigen, wie auch der Eisenbeton zu ornamentaler Behandlung von Außensichtflächen verwendet wurde, sei in Abb. 39 der Querschnitt einer Fußwegkonstruktion für eine Straßenbrücke in Indianapolis wiedergegeben, bei welcher im übrigen auch die gesamte Fahrbahntafel in Eisenbeton hergestellt wurde. Entgegen dem neuerdings immer mehr beobachteten Bestreben, die konstruktiven Prinzipien auch in der Behandlung der Brückenansichtflächen zum Ausdruck zu bringen, indem man also davon absieht, die Verkleidung der Sichtflächen zu benutzen, dem Beschauer den inneren konstruktiven Zusammenhang zu verschleiern, hat man im vorliegenden Falle der Brücke eine vollständige Betonverkleidung gegeben, deren Äußeres in keiner Weise dem Beschauer verrät, daß er tatsächlich eine in der Hauptsache reine eiserne Tragkonstruktion vor sich hat. Bedauerlicherweise waren über diese Brücke weitere Unterlagen nicht zu erhalten, doch gibt der Querschnitt an sich schon in mancher Hinsicht je nach Geschmack mehr oder weniger Stoff zu weiteren Betrachtungen.

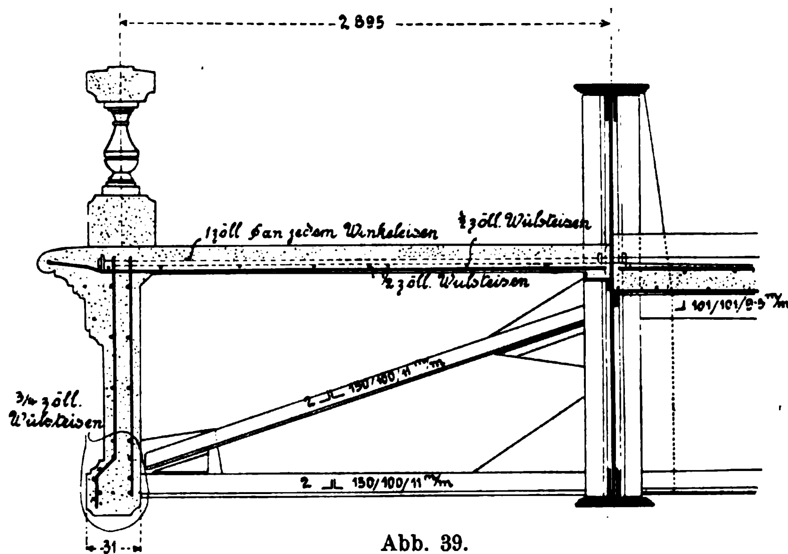


Abb. 39.

Als letztes Beispiel der Verbundkonstruktionen von Platten und Plattenbalken in Eisenbeton mit eisernen Brückenteilen diene noch die durch die Frankfurter Betonbau-Gesellschaft ausgeführte Fahrbahnkonstruktion der eisernen

8. Straßenbrücke in Obernhof bei Nassau.

Diese Konstruktion verdient aus dem Grunde besondere Beachtung, als bei derselben nicht eine einzige eiserne Querverbindung zwischen den schweren Differdinger (Grey-) Trägern von 60 cm Höhe und 30 cm Flanschenbreite besteht, indem man sich auch in dieser Beziehung ganz dem Eisenbeton anvertraute (Abb. 40). Die in Abständen von 5 zu 5 m voneinander liegenden Grey-Träger wurden zunächst durch fünf Hauptrippen in Eisenbeton mit Mittenentfernungen von 1,13 m miteinander verbunden. Die Bewehrung dieser 25 cm breiten und einschließlich der Platte 48 cm hohen Rippen besteht in je vier 24 mm-Rundeisen. Die Unterkante dieser Rippen liegt 20 cm über der Untersicht der I-Träger. In gleicher Höhe liegen auch die Unterkanten der rechtwinklig zu den Hauptrippen angeordneten Nebenrippen, deren je eine parallel zu den I-Trägern in der Mitte derselben angeordnet wurde. Hierdurch

ergab sich eine das Auge äußerst befriedigende Untersicht dieser Fahrbahntafel als Kassettendecke, welche durch das Abfasen der Rippenkannten und Plattenanschlüsse noch erhöht wird. Um nun auch eine Verbindung auf Zug zwischen den I-Trägern zu schaffen, ließ man zwei der unteren Bewehrungsstäbe durch die Mitten der I-Trägerstege durchstoßen, während die anderen beiden Eisen zur Aufnahme von Zugspannungen

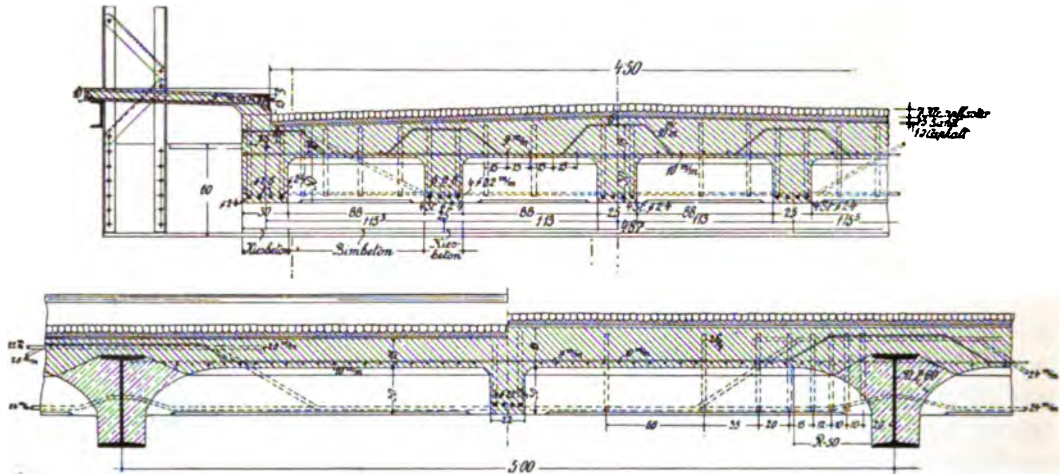


Abb. 40.

in einiger Höhe über den I-Trägern in der Platte hinweggeführt wurden. Die Platte besitzt bei kreuzweiser Bewehrung eine Mindeststärke von 18 cm. Da, wo die Eisenbetonfahrbahnplatte direkt an die I-Träger stößt, vermitteln stark ausgerundete Vouten einen gefälligen Übergang bis zu den Trägerunterflanschen, und zwar wurden diese Vouten, da ihnen statische Bedeutung nicht innewohnt, in Bimsbeton ausgebildet

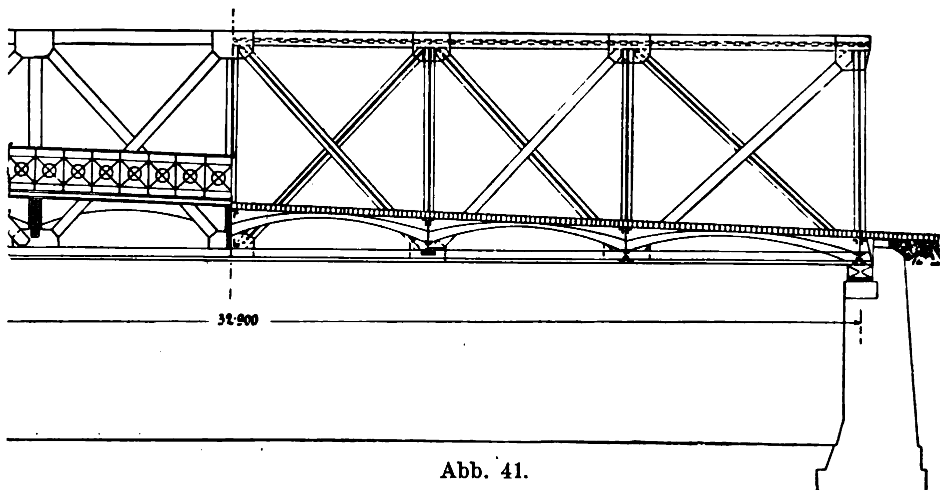


Abb. 41.

was bei den nicht unbeträchtlichen Massen für die Gewichtsersparnis wesentlich ist. Als wasserdichter Abschluß der Fahrbahntafel dient eine 1 cm starke Asphaltschicht, auf welcher ein 5 cm-Sandbett das 7 cm starke Kleinpflaster aufnahm.

Es ist bemerkenswert, daß die ersten Anwendungen von Eisenbetonverbundkonstruktionen mit eisernen Brücken nicht in Gestalt der einfacheren Platte, sondern in

Gestalt von Eisenbetongewölbekonstruktionen auftraten. So finden wir bereits von dem Jahre 1891 her die von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin ausgeführten Fahrbahnkonstruktionen der Brücke im Zuge der Straße Alt-Moabit über die Lehrter Bahn mit 4,40 m Spannweite, desgleichen derjenigen über die Ringbahn bei Halensee mit 3,75 m Spannweite, und eine größere Anzahl in und um Berlin gelegener weiterer Beispiele, welche sich in der Hauptsache der Ausführungsweise nach Abb. 41 anpaßten und zum Teil schiefwinklige Grundrisse besaßen. Diese Verbundgewölbekonstruktionen haben sich durchweg vorzüglich bewährt, welcher Umstand in Rücksicht auf ihren immerhin siebzehnjährigen Bestand geeignet ist, als Gegenbeweis gegenüber der häufigen Behauptung von Gegnern des Eisenbetons zu dienen, daß selbst die älteren Ausführungen noch zu jungen Ursprunges seien, um über die Bewährung derselben ein Urteil abgeben zu können.

Einige sehr gediegene Ausführungen aus neuerer Zeit bilden die Fahrbahntafeln einiger Brücken der Wiener Stadtbahn. Speziell die Gewölbe der

9. Überführung des Landstraßer Gürtels über die Stadtbahn in Wien

sind in der Formgebung ihrer Querschnitte bemerkenswert, wie aus Abb. 42 ersichtlich ist. Nur die stärkst beanspruchten Teile sind in Eisenbeton ausgeführt, während die Gewölbezwickel mit Magerbeton ausgestampft wurden, ebenso wie die Zwischenräume

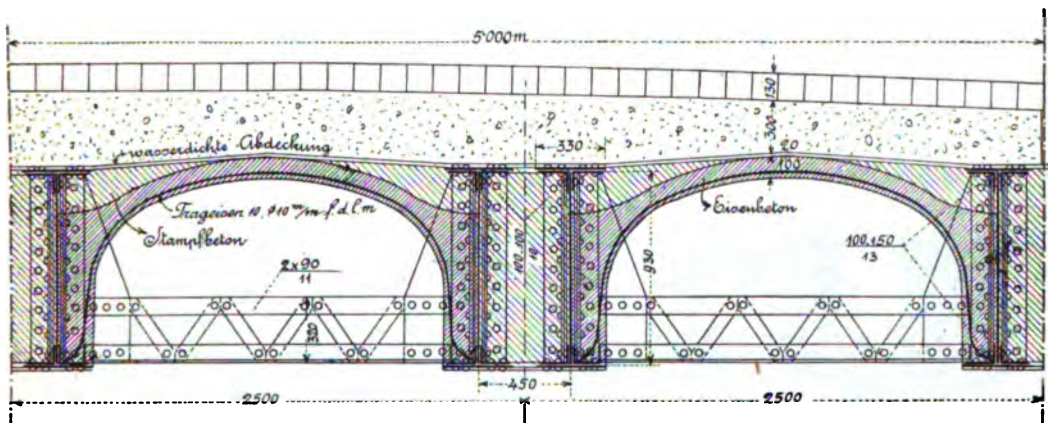


Abb. 42a. Querschnitt über dem Widerlager.

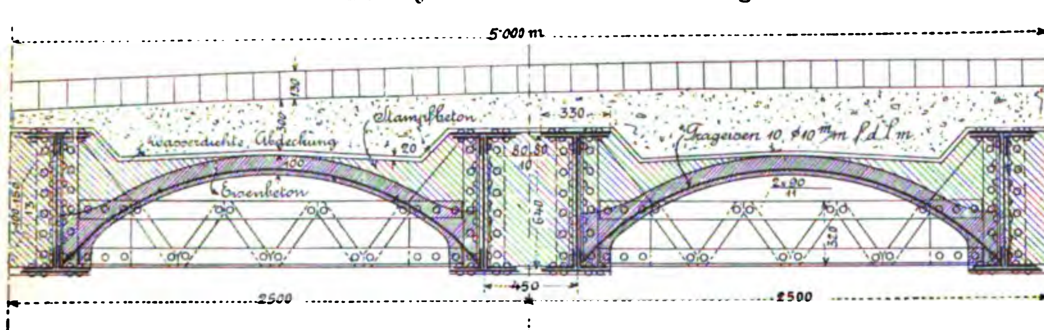


Abb. 42b. Querschnitt über dem Pfeiler.

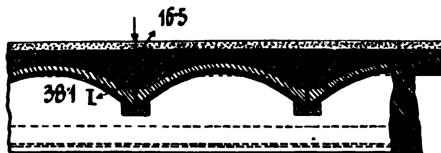
zwischen den genieteten Hauptträgern. Zweckmäßig wäre noch die Umhüllung der die Hauptträger verbindenden Gitterträger mit Beton gewesen, da diese Teile dem Lokomotivrauch am stärksten ausgesetzt sind, indem letzterer sich in den Gewölben fängt und dort zu vollster Wirkung gelangen kann.

Bezüglich einiger weiteren österreichischen Ausführungen von Fahrbahngewölbekonstruktionen in Eisenbeton zwischen eisernen Haupttragkonstruktionen sei auf einen Artikel des K. K. Baurat Hermann verwiesen, der sich in Heft 50 des Jahrgangs 1907 der österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst befindet.

In Nordamerika hat sich in allerletzter Zeit ein Verbundsystem vorteilhaft eingeführt, welches einen außerordentlich raschen Baufortgang gestattet, indem es vollkommen unabhängig ist von der für die Erhärtung des Betons erforderlichen Zeit, bezw. von den hiermit zusammenhängenden Aufenthalten und sonstigen Nachteilen. Einen weiteren großen Vorteil bildet der Fortfall jeglicher hölzernen Schalung und somit auch der Abstützungen derselben, welche insbesondere in Rohrkanälen, Tunnelbauten usw. jeglichen Verkehr öfter auf Wochen mehr oder weniger unmöglich machen. Der wesentlichste Teil dieses Systems, genannt

10. „Ferroinclave"-Konstruktion,

ist eine Art Wellblech, dessen Querschnitt nicht die üblichen rundlichen Wellenformen, sondern schwalbenschwanzförmige Zähne mit einspringenden Winkeln zeigt (Abb. 43). Die einspringenden Winkel sind sowohl praktisch wie auch statisch nicht ohne Bedeutung, indem einmal der eingebrachte Mörtel an der Oberfläche äußerst fest haftet, welcher Vorteil auch besonders für den Verputz der Untersicht ins Gewicht fällt, und indem anderseits gerade hierin ein höherer Sicherheitsgrad hinsichtlich Gleitwiderstandes des Verbundkörpers begründet ist. Diese Tonnenplatten werden genau wie sonst die hölzernen Tonnenschalungen, gegen die Unterflanschen der Profilträger abgestützt und erhalten zunächst eine Überdeckung mit Mörtel



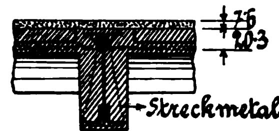


Abb. 43.

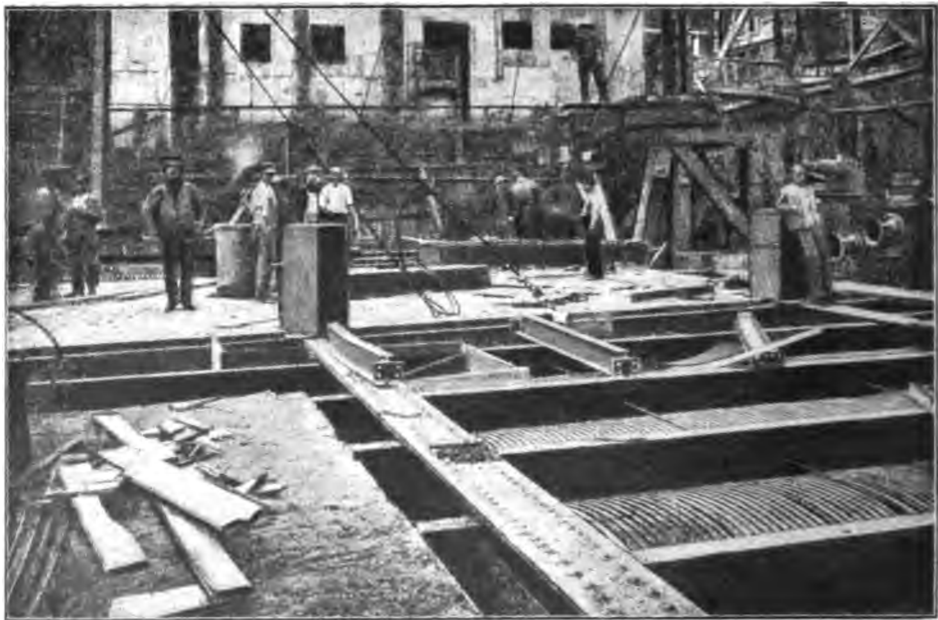


Abb. 44.

in Mischung 1 Teil Zement auf 2 Teile Sand bis zur Deckstärke von etwa $1^1/_2$ cm über die Fläche der oberen Zähne. Auf diese Feinschicht wird alsdann der gewöhnliche Beton in der üblichen Mischung von $1 : 2^1/_2$ Sand : 5 Teilen Kies aufgebracht bis zur Erreichung der Fahrbahnoberkante. Auch die Untersicht dieser Gewölbeplatte erhält einen vollständigen Verputz in Mischung von 1 Teil Zement auf $^1/_2$ Teil hydraulischen Zement auf 3 Teile Sand. Dieser Verputz wird überall da, wo die Eisenteile einem Angriff von Rauchgasen entzogen werden sollen, auch um die Flanschen der Profilträger herumgeführt werden, zu welchem Zwecke eine Umwicklung derselben mit Drahtgeweben oder Streckmetall gute Dienste leisten würde. Abb. 44 stellt die Ausführung bei einem Tunnel für die Hudson-Gesellschaft in New-York dar, über welche sich in den Engineering News vom 17. Oktober 1907, Vol. 58, Nr. 16, S. 412 Aufzeichnungen vorfinden, und von denen auch die Aufnahme während der Ausführung herrührt. Inhaber des Patents dieser Konstruktion ist die Brown Hoisting Machinery Co. in Cleveland, Ohio. Diese Gesellschaft hat ihr System auch bei kleineren Brückenbauten in Anwendung gebracht, worüber im Engineering Record vom 23. November 1907 Einzelheiten erschienen sind.

Ein anderes Gebiet der Verwendung des Eisenbetons im Eisenbrückenbau bilden die

C. Verstärkungen alter eiserner Brücken durch nochmalige Umhüllung mit Beton oder armiertem Beton.

Hier bietet sich ein weiteres Feld der gemeinschaftlichen Anwendung beider Bauweisen, welches deren wirtschaftliche Vorteile am schärfsten beleuchtet. Mag es sich nun um eiserne Brücken handeln, welche die im Laufe der Zeit gesteigerten Betriebslasten nicht mehr zu tragen vermögen, oder um solche, welche durch den Angriff von Lokomotivrauchgasen oder von Rost allmählich merkliche Querschnittsverminderungen erfahren haben, so bleibt meistens das Endergebnis dasselbe, die Brücke muß entweder vollkommen ersetzt oder hinreichend verstärkt werden. Bei den Eisenbahnbrücken besonders hat die Gewichtszunahme im Verein mit den beträchtlich gesteigerten Geschwindigkeiten der Betriebsmittel innerhalb der letzten 25 Jahre bereits zu zahllosen Brückenneukonstruktionen geführt, wobei bis vor kurzem wiederum meistens eine Eisenkonstruktion an die Stelle der früheren ebensolchen trat. Mit dem Ersatz durch die stärkere Eisenkonstruktion wurden zwar zunächst die Schäden und Gefahren der alten Konstruktion beseitigt, doch nicht gegen die Wiederkehr solcher hinreichende Vorsorge getroffen. Die in den letzten Jahren mehrfach vorgenommenen Rekonstruktionen alter eiserner Brücken durch Ummantelung der Tragteile derselben mit Beton oder Eisenbeton haben nun dermaßen gute Erfolge gezeitigt, daß zu erwarten steht, daß auf der betretenen Bahn rasch weiter fortgeschritten werden wird, wenn es gelungen sein wird, auch hier noch obwaltende falsche und unberechtigte Vorurteile gegen die Anwendungen der Kombination beider Bauweisen wie des Eisenbetons überhaupt zu überwinden. Ein gediegenes Beispiel einer diesbezüglichen Rekonstruktion bildet der im Jahre 1900 vollzogene Umbau der Überführung der Rue Paul Bert in Périgueux über die Eisenbahnlinie Périgueux—Brive, welche in der Zeitschrift Le Béton armé, Organe des Concessionnaires et Agents du Système Hennebique, März 1901, Nr. 34 und 35 näher beschrieben ist. Die Lichtweite dieser Straßenüberführung über zwei Gleise (Abb. 45 u. 46) beträgt 8 m. Als Tragkonstruktion dienen zwei Hauptgitterträger im Abstande von 3,16 m voneinander und sieben 1,34 m weit voneinander entfernte Querträger aus Stahlblech und Winkeleisen. Auf letzteren ruhte ehedem ein Längsbohlenbelag

mit Zwischenräumen, der seinerseits die dichtgeschlossene Holzbohlenfahrbahntafel von 3 m Breite aufnahm.

Außen an den Hauptträgern waren beiderseitig eiserne Konsolen ausgekragt, welche zwei Gehwege von je 50 cm Breite mit Holzbohlenbelag trugen. Infolge der Lage über den Haupteinfahrtsweichen der Stationsgleise waren die Eisenteile im Laufe der Jahre dermaßen stark angefressen worden, daß einzelne derselben überhaupt ganz verschwunden waren, wie beispielsweise die unteren Gurtblechverstärkungen an den Hauptträgern. Auf Abb. 47 a u. b sind die Querschnittsverminderungen infolge Rauchgaszerstörung dargestellt, wobei die weiß dargestellten Querschnittsteile die durch Rauch vernichteten und somit verschwundenen darstellen.

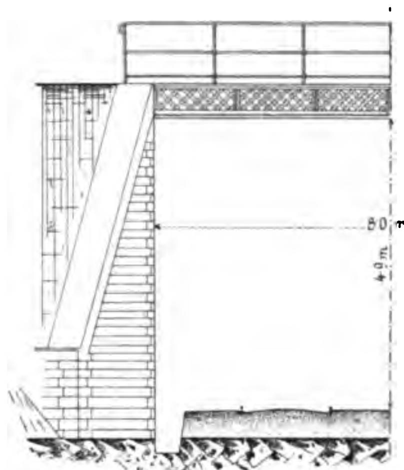


Abb. 45.

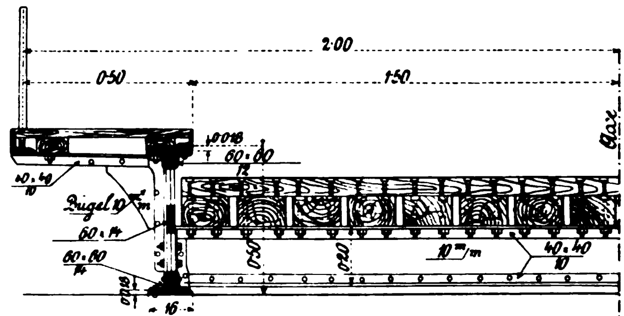


Abb. 46.

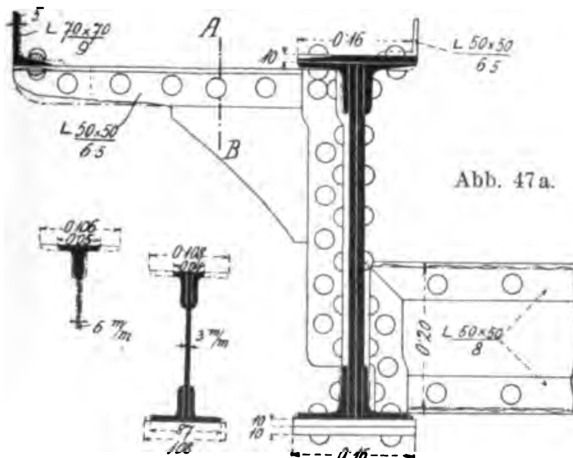


Abb. 47 a.

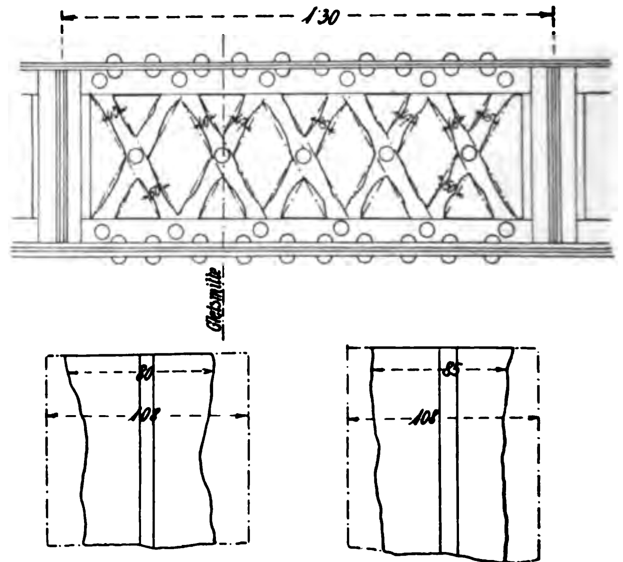
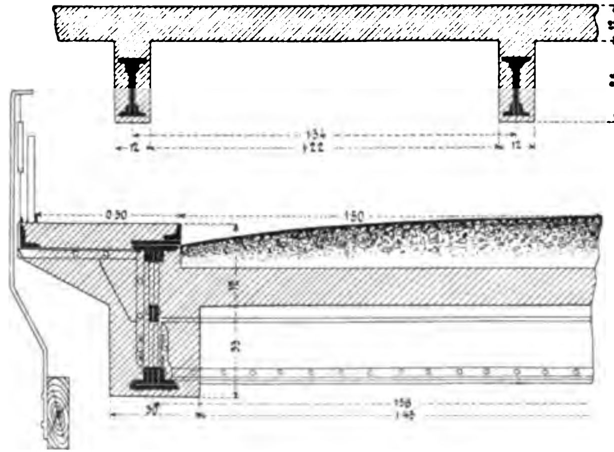


Abb 47 b.

Es bedarf kaum einer Erwähnung, daß der Verkehr auf dieser Brücke gesperrt werden und letztere selbst vollkommen erneuert werden mußte. Die Firma Goquel in Bordeaux schlug vor, die eisernen Längs- und Querträger durch Eisenbeton zu verstärken, indem man zunächst die ganze vorhandene Konstruktion vollständig in Beton einhüllte und auf diese Weise den Einwirkungen von Rost und Rauch entzog (Abb. 48). Um Druckflächenentwicklungen zu schaffen, erwies sich bei den Hauptträgern die Einbetonierung der Fußgängerkonsolkonstruktion und bei den Querträgern der Ersatz der alten hölzernen Fahrbahntafel durch eine Eisenbetonplattenbalkenkonstruktion günstig.

Die alte Eisenkonstruktion, die ja hauptsächlich in der Zugzone noch gute Dienste leistete, wurde in der letzteren durch eingelegte Rundeisenstäbe verstärkt, welche mittels Flacheisenbügel nach System Hennebique mit dem eisernen Obergurt bei den Hauptträgern, bezw. mit der Platte bei den Querträgern verbunden wurden. Hierbei kam die alte Eisenkonstruktion zur Aufhängung und Tragung der Schalung vorteilhaft zustatten. Der gesamte Umbau konnte für den geringen Preis von 2500 Fr. durch die Firma Goquel hergestellt werden.


Abb. 48.

Bei der Probebelastung zeigten sich an der der Sonne zugelegenen Seite als größte Durchbiegung 1,4 mm, mithin ein ausgezeichnetes Ergebnis, welches besonders dadurch an Wert gewinnt, daß die Konstruktion nach Wiederentfernung der Last stets wieder auf ihre ursprüngliche Form zurückging, bleibende Veränderungen somit nicht auftraten.

Auf einen sinnverwandten Umbau, nämlich denjenigen der Montblanc-Brücke in Genf, über den in „Beton u. Eisen“ 1905, Heft I, S. 16 interessante Einzelheiten wiedergegeben sind, sei an dieser Stelle besonders hingewiesen.

D. Verstärken von neuen eisernen Brücken durch Beton.

Eines der größten Bauwerke dieser Art ist die in den Abb. 49 bis 51 dargestellte Brücke bei Trèguier, deren Entwurf von dem Ingenieur Harel de la Noë

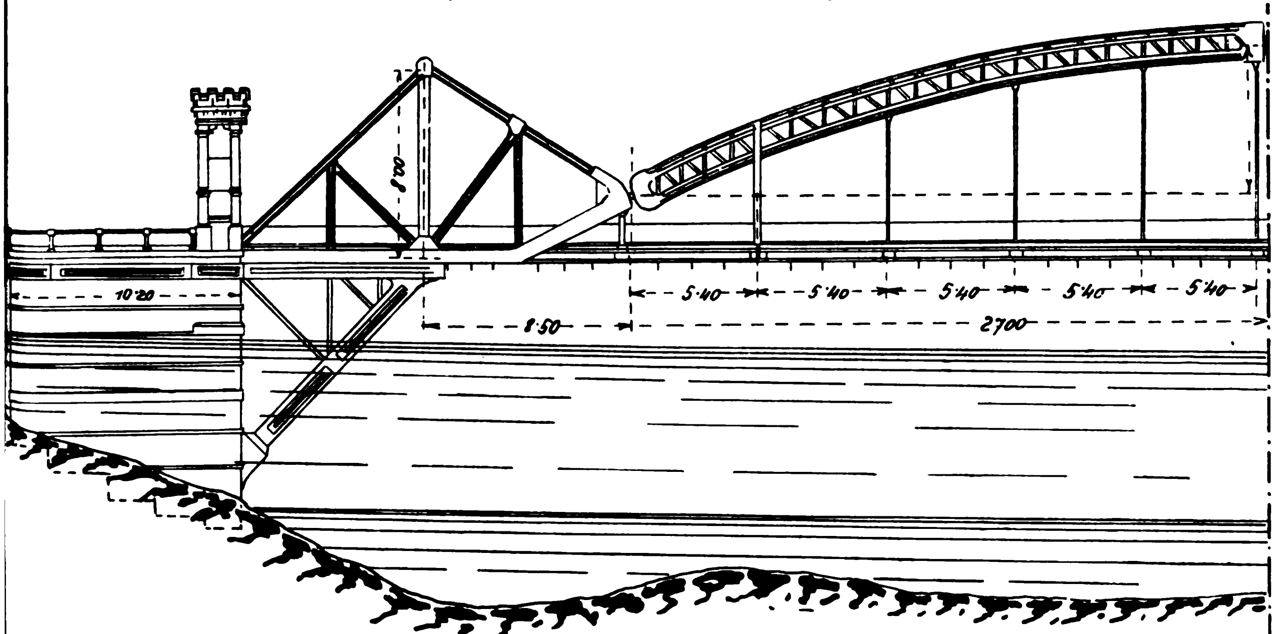


Abb. 49.

herrührt.[1]) Dieselbe stellt sich als ein Parabelträger dar, dessen Gesamtspannweite von 88 m durch eine Konsole von 8,5 m Ausladung und eine kombinierte Konstruktion erzielt wird, deren Mittelteil aus einem Dreigelenkbogen mit aufgehängter Fahrbahn besteht. Bei allen Konstruktionsgliedern ist Eisen und Eisenbeton in einer vollständig neuen Weise zu einem konstruktiven Ganzen verbunden worden, bei der Konsole durch Einbetonierung eines Gerippes von Walzprofilen. Die Kühnheit und das technische Gefühl des Konstrukteurs ist um so bewunderungswürdiger, als aus den gegebenen Berechnungen ersichtlich ist, daß sich derselbe nicht bewußt war, welche ungeheure Widerstandsfähigkeit gegen Druck gerade diese Kombination besitzt. Wir wissen heute aus den Arbeiten und Versuchen des Dr. F. v. Emperger, daß ein derartiger Betonkern die Druckfestigkeit solcher Streben wie in Abb. 51 im Verhältnis mit der Würfelfestigkeit des eingeschlossenen Betonquerschnittes vermehrt.[2]) Die Inanspruchnahmen des Bauwerks bewegen sich auf einem sehr niedrigen Niveau, 400 bis 650 kg/cm². Seine Anordnung ist eine solche, daß Temperaturspannungen nicht in Frage

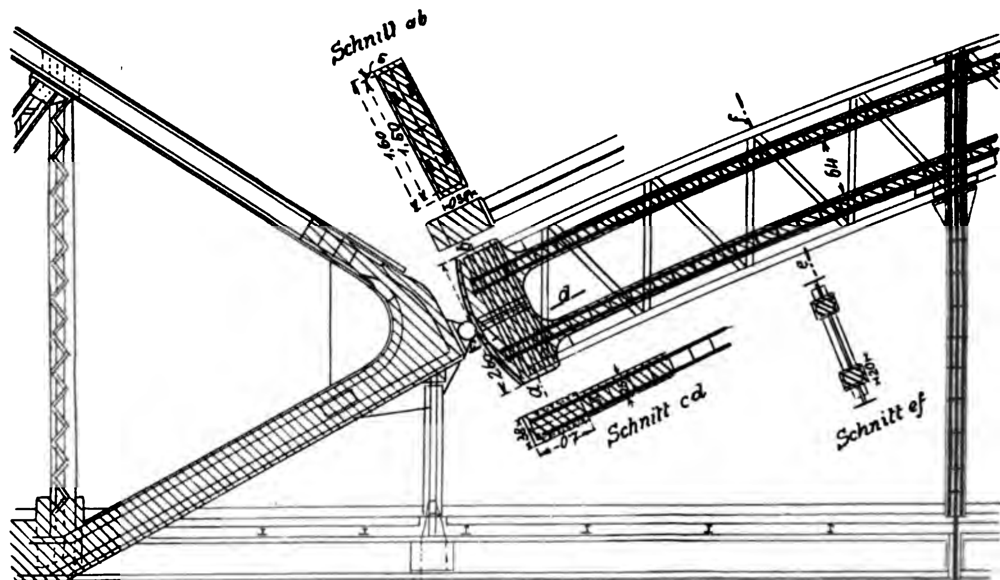


Abb. 50.

kommen, indem die einzelnen Teile gegeneinander verschiebbar angeordnet sind. Der Parabelträger ist auf den Kragarm an der Stelle aufgelagert, wo sich in der Abb. 51 der Schnitt *AB* befindet, und zwar mittels einer als Gegengewicht dienenden Konstruktion, derartig, daß sich die resultierenden Kräfte nur wenig von demselben entfernen. Die Montage des ganzen Bauwerks geschah in der Weise, daß zuerst die beiden Konsolen hergestellt wurden, Hand in Hand mit dem Bau der beiden Widerlager. Auf denselben wurde nun das eigentliche Tragwerk erbaut, und zwar nur das Eisengerippe, welches durch provisorische Verbindung der Gegengewichtskonstruktion und je einer Bogenhälfte es ermöglichte, die beiden Teile ohne nennenswerte Gerüstkonstruktion zusammenzuschieben. Es handelte sich im vorliegenden Falle um die Überbrückung eines steilen Felsenschlitzes, wo der dazwischenliegende Teil keine Möglichkeit zur Unterbringung von Fundamenten gegeben hat. Die Herstellung solcher weitgespannten Brücken an Örtlichkeiten, wo keine großen Geldquellen

[1]) Annales des Ponts et Chaussées 1907, IV, S. 34.

[2]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VI. Berlin 1906. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

zur Verfügung standen, ist bisher immer an der Kostenfrage gescheitert. Der Autor weist mit Recht darauf hin, daß das vorgeschlagene System, das mit 700 kg Eisen für 1 lfd. m sein Auskommen findet, uns eine Möglichkeit dazu bietet. Es gereicht den französischen Ingenieuren zu hoher Ehre, daß sie diesen Versuch nicht nur unternommen haben, sondern daß sie in der Lage sind, sofort den Bau einer zweiten Brücke von noch größerer Spannweite, 165 m, derselben Art in Rance anzukündigen. Diese Erfolge verdankt das System der Kombination von Eisen und Eisenbeton in der durch die Abbildungen klar ersichtlichen

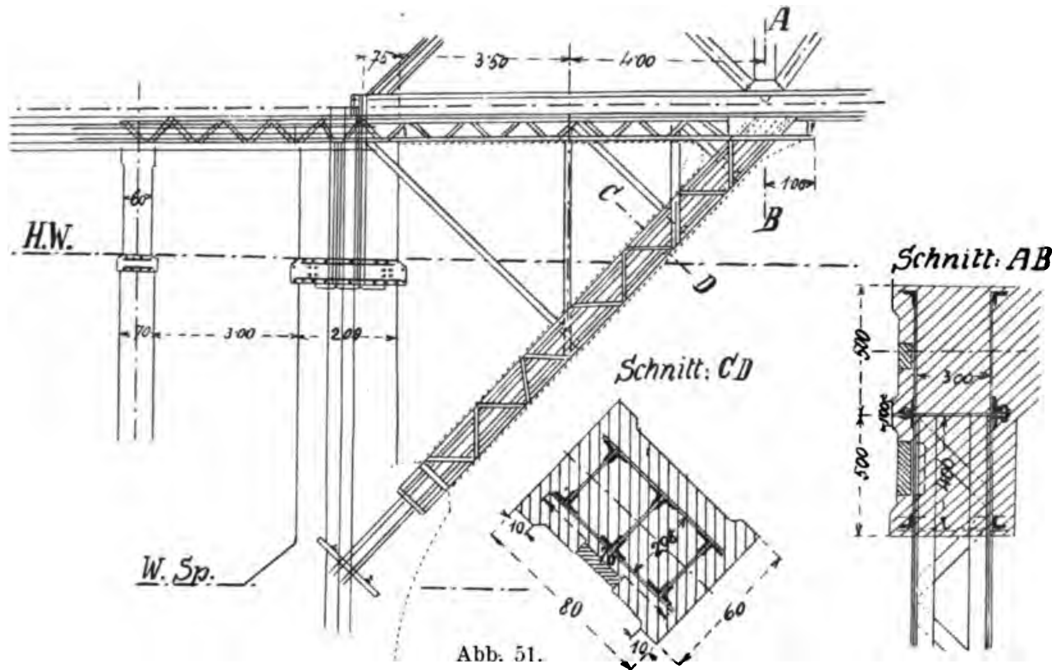


Abb. 51.

Weise. Die Verstärkung des mittleren Bogens geschah ebenso wie in den anderen Fällen nachträglich auf der fertig in Eisen hergestellten Brücke. Harel berechnet die Inanspruchnahme des Eisens folgendermaßen:

Der Eisenquerschnitt F_e vermehrt sich um $\frac{F_b}{10}$, indem der Rechnung ein Verhältnis des Elastizitätskoeffizienten $n = 10$ zu grunde gelegt wird. Wenn nun die Konstruktion so angeordnet ist, daß der Betonquerschnitt 33mal größer ist wie der Eisenquerschnitt, so ist die Inanspruchnahme

$$\sigma_e = \frac{P}{F_e + \frac{F_b}{10}} = \frac{P}{F_e(1 + 3,3)} = \frac{P}{4,3 \cdot F_e},$$

d. h. die Eisenspannung wird etwa auf 200 kg/cm², die Betonspannung auf 20 kg/cm² reduziert. Wenn es auch naturgemäß nicht gleich möglich ist, für alle Einzelheiten musterhaftes herauszufinden, so ist doch das Gute an der Sache und ihre Entwicklungsfähigkeit augenfällig.

Literatur.

Annales des ponts et chaussées, Paris 1907.
Baugewerkszeitung, Berlin 1907.
Beton u. Eisen, Berlin 1905.
Le beton armé, Paris 1901.
Engineering News New-York 1907.
Engineering Record, New-York 1907.
Österr. Wochenschr. f. den öffentl. Baudienst, Wien 1907.
Österreich. Allgemeine Bauzeitung, Wien 1900 u. 1904.
Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin 1907.
Le Ciment, Paris, April 1908, *Brücken System Pendaries*.

d) Eisenbahnbalkenbrücken.

Bearbeitet von **E. Elskes**, Oberingenieuradjunkt bei der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen in Bern.

Mit Anhang: **Über einige auf Grund der „Vorläufigen Bestimmungen der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin" ausgeführte Bauten.**

Bearbeitet von **J. Labes**, Regierungs- und Baurat in Berlin.

Hat der Bauingenieur einmal die Überzeugung gewonnen, daß zwei so verschiedenartige Materialien wie Beton und Eisen nützlich und dauernd zusammen arbeiten können, so wird er auch bald zugeben müssen, daß der Eisenbeton sich für die Kunstbauten der Eisenbahnen besonders deshalb vorzüglich eignet, weil er die guten Eigenschaften des Steinbaues und der Eisenkonstruktion in sich vereinigt.

Der Eisenbeton ermöglicht die Erstellung massiver flacher Brücken ohne Schubwirkungen, bietet daher bei beschränkter Konstruktionshöhe und mäßig starken Widerlagern die Vorteile der Gewölbe, nämlich Masse, Steifigkeit und Dauerhaftigkeit, während die hohen Kosten der Gewölbe und vor allem der wagerechte oder seitliche Schub, jener tückische Feind der Steinbauten, vermieden werden. Diese beiden letzten Punkte dürfen als die Hauptvorteile des Eisenbetons für Eisenbahnbrücken hervorgehoben werden.

Demgegenüber wurden allerdings von Anfang an allerlei Einwände geltend gemacht, begegnet doch jeder Fortschritt etwelchem Widerstand, namentlich in einem Baufache, das, wie der Eisenbahnbau, in manchen Gebieten bloß auf Erfahrung fußt. Deshalb fand der Eisenbetonbau bei den meisten Bahnverwaltungen zahlreiche Gegner, und vermag er nur langsam Boden zu gewinnen, trotz der besten, jedoch eben noch seltenen Erfahrungen.

Von den vielen Einwänden und Vorwürfen haben sich die meisten nach und nach als haltlos erwiesen. Unter den wenigen, die ernstere Beachtung verdienten, erwähnen wir die Befürchtung, daß die Haftfestigkeit, der Verbund oder, allgemeiner ausgedrückt, das zweckmäßige Zusammenwirken von Eisen und Beton durch die unvermeidlichen Erschütterungen beim Durchfahren der Bahnzüge geschwächt, ja gänzlich zerstört werden könnte.

Auch gibt die Möglichkeit der Rißbildung zu Bedenken Anlaß, weil das Rosten der Eiseneinlagen die unvermeidliche Folge derselben zu sein scheint, zumal weil Zementbeton bekanntlich nicht vollkommen wasserdicht ist.

Erfahrungen, welche seit mehr als fünfzehn Jahren an Eisenbahnbrücken gemacht wurden und nun immer zahlreicher werden, beweisen aber, daß diese Befürchtungen, wenn überhaupt begründet, jedenfalls stark übertrieben waren.

Weitere Bedenken, betreffend zum Beispiel die Unzuverlässigkeit der statischen Berechnungen, die Schwierigkeiten der Ausführung und die außerordentliche Sorgfalt und Pünktlichkeit, welche dieselbe erfordert, werden glücklicherweise von einsichtigen Ingenieuren nicht mehr als triftige Ablehnungsgründe geltend gemacht.

Die Technik der Ausführung wird erfreulicherweise immer allgemeiner und besser bekannt und dadurch vollkommener. Enttäuschungen hat man nur bei Mißbrauch der neuen Bauart erlebt; Unfälle ereigneten sich überhaupt nie an vollendeten Bauwerken, sondern nur auf ungenügend beaufsichtigten Bauplätzen, und da bei Eisenbahn-

ingenieuren Vorsicht bekanntlich Gewohnheit ist, so sind bei Eisenbahnbrücken Nachlässigkeit und mangelhafte Ausführung kaum zu befürchten.

Die Eisenbetonbrücken und insbesondere die Balkenbrücken haben sich bis jetzt als Bahnbrücken sehr gut bewährt und finden von Tag zu Tag mehr Beifall der nach Besserung strebenden Verwaltungen, wie die im folgenden angeführten Beispiele beweisen.

Als Eisenbahnbrücken sollen in diesem Abschnitte nur die eigentlichen Bahnbrücken und Durchlässe unter den Gleisen behandelt werden, aber der Vollständigkeit halber muß an dieser Stelle auch auf die besonderen Vorteile der Eisenbetonbrücken aller Art über den Gleisen hingewiesen werden: Straßenüberfahrtbrücken und Fußgängerstege, Verbreiterung und Überdeckung von Einschnitten unter städtischen Anlagen, Verstärkung von Eisenkonstruktionen und Umbau beschädigter Pfeiler oder Widerlager sind in Eisenbeton mit gutem Erfolge von vielen Bahnverwaltungen ausgeführt worden. Für diese häufig vorkommenden Aufgaben des Brückeningenieurs im Eisenbahndienste bietet die neue Bauart gute und billige Lösungen.

Da die Eisenbetongewölbe in einem besonderen Abschnitte behandelt worden sind, so könnten wir uns hier ausschließlich auf die Balkenbrücken unter den Gleisen beschränken. An die reinen Balken- und Plattenbrücken schließen sich aber die oft gewölbeförmigen Brücken an, welche entweder aus ästhetischen oder meistens aus konstruktiven Gründen auf ihren Widerlagern mehr oder weniger eingespannt sind, sowie auch diejenigen Balkenbrücken, welche auf hohen, stelzenartigen Pfeilern und Widerlagern mit ihren Stützen starr verbunden sind.

Die Grenze zwischen den Gewölben und den reinen Balkenbrücken ist hier nicht scharf zu ziehen, und deshalb haben die halbgewölbten und rahmenförmigen, d. h. auf dünnen Widerlagern starr aufsitzenden Plattendurchlässe als typische Eisenbahnbrücken in diesem Abschnitte ebenfalls Aufnahme gefunden.

Berechnung der Eisenbahnbrücken.

Es herrscht unter den Ingenieuren Einstimmigkeit darüber, daß Bahnbrücken in Eisenbeton mit ganz besonderer Sorgfalt zu berechnen sind.

Wie aber die Verkehrslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter auf das tragende Gerippe übertragen werden, und wie dieser Angriff ferner von den ungleichartigen Materialien, dem Beton und dem Eisen, aufgenommen wird, darüber schwebt zweifache Ungewißheit.

Über den ersten Punkt, nämlich die Lastenverteilung, verweisen wir zunächst auf die Erörterungen im Abschnitt Straßenbrücken. Für den Fall einer Bahnbrücke ist die Verteilung zweifellos eine günstigere, weil die Schiene den Raddruck auf zwei bis drei Schwellen verteilt; die Schwellen übertragen ihn dann in der anderen Richtung auf einen beträchtlichen Teil ihrer Länge und schließlich wird der Druck von dem Schotter mehr oder weniger vollkommen weiter verteilt.

Wäre das Gleis stets gut zusammengefügt und tadellos gekrampt, so dürfte man annehmen, daß gleiche Achsdrücke in gleichen Entfernungen bis etwa 2 m voneinander nahezu gleichförmig auf einen 3 m breiten Streifen (d. h. je 1,5 m beiderseits der Gleisachse) verteilt werden.

Leider ist dies in Wirklichkeit fast nie der Fall: die Schwellen ruhen sehr ungleich auf dem Schotter und tragen infolgedessen verschieden, weshalb die Raddrücke selbst beständig schwanken; sie schwanken anderseits auch entsprechend der stoßweisen Wirkung des Triebwerks der Lokomotiven, dem Einfluß der Federn,

Bremsen usw., so daß es in allen Ländern amtlich vorgeschrieben ist, bei Brückenberechnungen für kurze Spannweiten größere Lasten anzunehmen als die wirklichen, weil hier eben die konzentrierten Lasten eine wichtige Rolle spielen.

Es ist wohl ratsam, diese Annahme auch der statischen Berechnung kleiner Betonbrücken zugrunde zu legen, obschon Stöße und Erschütterungen hier nicht so schädlich einwirken können wie bei Eisenkonstruktionen, namentlich wenn das Schotterbett unter den Bahnschwellen dick genug ist.

Es sollten mindestens 25 cm Schotter oder Sand von der Oberfläche des Eisenbetons bezw. dessen Abdeckung bis zur Unterkante der Bahnschwellen die Regel bilden.

Ist diese stoßdämpfende Schicht einerseits ein wesentlicher Vorteil der Eisenbetonbrücken, so bietet sie anderseits manchmal ein unbequemes Hemmnis, wenn die Konstruktionshöhe beschränkt ist.

Wir geben hiernach von den amtlichen Vorschriften Frankreichs, Österreichs und der Schweiz für Bahnbrücken einen kurzen, vergleichenden Auszug:

	Frankreich	Österreich	Schweiz
Datum	1906	1904 u. 1906	1906
Verkehrslast	nach Reglement vom 29. VIII. 91 für die eisernen Brücken.	nach Verordnung des k. k. Eisenbahn-Ministeriums vom 28. VIII. 04.	nach Verordnung vom 19. VIII. 92, betreffend Brücken- u. Dachkonstruktionen.
Verteilung	Grundriß: $h + e + \frac{b}{3}$, $h + e$; Schnitt: h, e; Trägerrichtung; b = Trägerentfernung	45°, 45°, h, 10, b; $b = 10$ cm $+ 2h$	100cm; $b = 1$ m (Nebenbahnen 75 cm)
Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten	$E : E' = 8$ bis 15	15	15
Größte zulässige Spannung im Eisen	**1140** bis **1400** kg/cm²	**750** + **4** L (L = Lichtweite in m) (600 kg auf Abscherung)	**800** kg/cm²
Größter zulässiger Druck im Beton	**34** bis **45** kg/cm²	**25** bis **35** kg/cm²	**20** kg/cm²
Beton auf Abscherung	—	4,5 kg/cm²	3 kg/cm²

Amtliche Vorschriften über die Berechnung und Projektierung von Eisenbahnbrücken in armiertem Beton sind bis jetzt nur in wenigen Ländern erlassen worden und zwar geschah dies erst in jüngster Zeit. Die österreichischen[1]) und die französischen Vorschriften[2]) zeugen von einer wohlwollenden, fortschrittsfrohen Gesinnung der Behörde. Die deutschen und schweizerischen sind dagegen eher prohibitiv und haben glücklicherweise nur vorläufigen Charakter. Neu und originell sind namentlich die von der königlichen Eisenbahndirektion Berlin (Regierungsrat Labes) erlassenen „Vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von

[1]) u. [2]) Siehe Handbuch für Eisenbetonbau, IV. Band, XII. Kapitel.

Ingenieurbauten in Eisenbeton des Eisenbahndirektionsbezirks Berlin".[1]) Diese sind offenbar dazu bestimmt, dem bei der preußischen Eisenbahnverwaltung so gut wie verbotenen Eisenbeton unter recht bescheidenen Bedingungen Eingang zu schaffen. Herr Regierungsrat Labes trachtet hauptsächlich danach, Risse im Beton unmöglich zu machen. Zu diesem Zwecke will er einerseits sehr mäßige Spannungen im Betonzuggurt erhalten, anderseits setzt er fest, daß die zulässigen Beanspruchungen von Fall zu Fall von der Qualität des Betons abhängig gemacht werden sollen.

Man darf bezweifeln, ob es praktisch oder überhaupt durchführbar sei, die statischen Berechnungen, diesen Anfang jeder Entwurfsarbeit, von den Betonproben abhängig zu machen, welche erst bei der Ausführung vorgenommen werden können, und deren Ergebnis erst einen Monat später bekannt wird.

Die Erfahrung wird auch zeigen, ob diese Bestimmungen in bezug auf Sicherheit gegen Risse das halten, was sich deren Verfasser davon verspricht; bis dahin ist auch das zu bezweifeln.[2])

Die italienischen Südbahnen, welche nunmehr den italienischen Staatsbahnen einverleibt sind, berechneten bis Ende 1903 ihre Eisenbetonbahnbrücken auf Grund folgender zulässigen Beanspruchungen (Antworten für den internationalen Eisenbahnkongreß in Washington 1905):

Größte zulässige Spannung im Eisen 1000 kg/cm²; größter zulässiger Druck im Beton 50 kg/cm² (ohne den gezogenen Beton in Rechnung zu ziehen).

1. Beispiel: **Berechnung eines Plattendurchlasses** von **1,5** m Lichtweite.

Folgende Berechnung entspricht der vorhin erwähnten österreichischen Verordnung vom 28. August 1904 und den Vorschriften für Eisenbeton von 1906.

Stützweite 1,70 m.

Der Raddruck verteilt sich bei 35 cm Schotterdicke auf eine Breite von $10 + 70 = 80$ cm, auf welche Breite die Platte sämtlichen äußeren Momenten Widerstand bieten muß.

Eigengewicht auf 80 cm Breite:

Schotter	$0{,}35 \times 1900 \times 0{,}8 \times 1{,}7 =$	900 kg
Asphalt	$0{,}01 \times 1200 \times 0{,}8 \times 1{,}7 =$	16 „
Platte	$0{,}29 \times 2400 \times 0{,}8 \times 1{,}7 =$	950 „
Schiene	$30 \times 1{,}7 =$	51 „
		1917 kg.

Dieser Plattenstreifen ist als frei aufliegender Träger aufzufassen, daher das Moment infolge Eigengewicht

$$M_g = \frac{1}{8} \times 1917 \times 170 = 40\,700 \text{ kgcm}.$$

Das größte Moment infolge Nutzlast tritt ein, wenn die Last von 10 t sich über der Mitte befindet:

$$M_p = \frac{1}{4} \times 10\,000 \times 170 = 425\,000 \text{ kgcm}$$

$$M_t = M_g + M_p = 465\,700 \text{ kgcm}.$$

Diesem äußeren Momente muß das Widerstandsmoment des Querschnitts das Gleichgewicht halten. Der Plattenquerschnitt für 80 cm Breite ist folgender (Abb. 1):

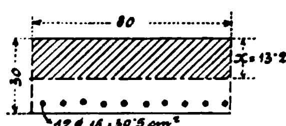


Abb. 1.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327 und Beton-Kalender 1908, Teil I, S. 279.

[2]) Vergl. Anhang zu diesem Kapitel, S. 562 bis 580.

Die neutrale Achse berechnet sich aus der Gleichung

$$80 \frac{x^2}{2} - 15 \times 30{,}5\,(28{,}5 - x) = 0,$$

$$x = 13{,}2 \text{ cm},$$

das Trägheitsmoment

$$J = \frac{80}{3} \times 13{,}2^3 + 15 \times 30{,}5 \times \overline{15{,}3}^2 = 168\,400 \text{ cm}^4,$$

die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{465\,700}{168\,400} \times 13{,}2 = 36{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$

die des Eisens

$$\sigma_e = \frac{465\,700}{168\,400} \times 15 \times 15{,}3 = 633 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte wagerechte Schubspannung tritt am Auflager auf in der Ebene der neutralen Achse und berechnet sich aus der Formel $\tau = \frac{A_x S}{J}$, wobei A die größte Auflagerkraft, S das statische Moment zu einer Seite der neutralen Achse und J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts bezeichnen.

Für den Auflagerquerschnitt ist nun $x = 12{,}6$ cm, $J = 141\,700$ cm⁴, $S = 6350$ cm³, $A = 10\,279$ kg und $\tau = \frac{10\,279 \times 6350}{141\,700} = 460$ kg, daher die Schubspannung

$$\sigma_s = \frac{460}{80 \times 1} = 5{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

und die Haftspannung

$$\sigma_h = \frac{460}{12 \times 5{,}65} = 6{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Da diese Zahl wie bei allen Plattenbrücken die vorgeschriebene Zahl von 4,5 kg/cm² überschreitet, wurden, wie aus der Abb. 2 zu ersehen ist, die Rundeisen

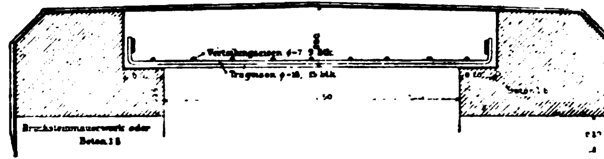


Abb. 2.

über dem Auflager aufgebogen und an diese ein senkrecht stehendes Flacheisen als sogenannter „Widerhalt“ befestigt, durch deren Mitwirken bei der Formänderung die berechnete Haftspannung um ein bedeutendes herabgedrückt wird.

2. Beispiel: **Berechnung eines Balkendurchlasses** von **6,0** m Lichtweite.

1. Berechnung der Platte.

Lichtweite 25 cm, Stützweite 45 cm.

Der Raddruck verteilt sich von der Schwellenunterkante unter 45°, daher käme eine Plattenbreite von $20 + 2 \times 20 = 60$ cm in Betracht.

Eigengewicht:

Schotter	0,35 × 1900 × 0,6 × 0,45 =	180 kg
Asphalt	0,01 × 1200 × 0,6 × 0,45 =	3 „
Platte	0,2 × 2400 × 0,6 × 0,45 =	130 „
Schiene	30 × 0,6 =	18 „
		331 kg.

Die Platte ist als teilweise eingespannt anzusehen, daher das größte (negative) Moment am Auflager eintritt.

Das Moment infolge Eigengewichts

$$M_g = -\frac{1}{12} \times 331 \times 45 = -1241 \text{ kgcm},$$

das Moment infolge Nutzlast

$$M_p = -\frac{1}{8} \times 10\,000 \times 45 = -56\,250 \text{ kgcm},$$

das Gesamtmoment

$$M_t = -57\,500 \text{ kgcm}.$$

Diesem äußeren Momente muß das Widerstandsmoment des Querschnitts das Gleichgewicht halten.

Die neutrale Achse berechnet sich für 60 cm Plattenbreite aus der Gleichung (Abb. 2a):

$$60\,\frac{x^2}{2} + 15 \times 3{,}4\,(x - 1{,}5) - 15 \times 10{,}2\,(18{,}5 - x) = 0,$$

$$x = 7 \text{ cm},$$

das Trägheitsmoment

$$J = \frac{60}{3} \times 7^3 + 15 \times 3{,}4 \times 5{,}5^2 + 15 \times 10{,}2 \times 11{,}5^2$$
$$= 28\,637 \text{ cm}^4.$$

Abb. 2a.

die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{57\,500}{28\,637} \times 7 = 14 \text{ kg/cm}^2,$$

die des Eisens

$$\sigma_e = \frac{57\,500}{28\,637} \times 15 \times 11{,}5 = 345 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Stirnträgerkonsolen.

Der Stirnträger ist mittels der Eisenbetonplatte in den jeweiligen äußeren Tragbalken eingespannt. Auf die in der äußersten Tragwandebene befindliche Fuge wirken die Momente folgender Kräfte für 1 lfd. m Objektbreite (Abb. 2b)

g_1 Gewicht des Stirnträgers	$0{,}35 \times 0{,}4 \times 2400 =$	336 kg
g_2 „ der Platte . .	$0{,}2 \times 0{,}95 \times 2400 =$	456 „
g_3 Schotter	$0{,}7 \times 0{,}35 \times 1900 =$	465 „
g_4 Nutzlast	$600 \times 0{,}7 =$	420 „

Das Gesamtmoment daher

$$M = 336 \times 87{,}5 + 456 \times 47{,}5 + (465 + 420) \times 35$$
$$= 82\,000 \text{ kgcm}.$$

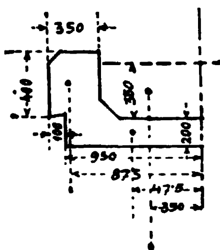


Abb. 2b.

Der Querschnitt ist hier genau so ausgeführt, wie früher in Abb. 2a dargestellt ist. Auf 60 cm Plattenbreite entfällt ein Moment von $82\,000 \times 0{,}6 = 49\,200$ kgcm, kleiner wie das frühere. Die Spannungen werden daher auch kleiner, und zwar $\sigma_b = 12$ kg/cm² und $\sigma_e = 295$ kg/cm².

3. Berechnung der Balken.

Lichtweite 6 m, Stützweite 6,50 m.

Die Balken werden als frei aufliegende Träger berechnet und ausgebildet; hierbei ist zu bemerken, daß die Eisenbetonplatte in ihrer Gesamtbreite von 4,55 m als Druckgurt für alle vier Betonbalken in Rechnung gezogen wird.

Die bleibende Belastung setzt sich zusammen aus:

Schotter . . .	$0{,}35 \times 4{,}05 \times 1900 \times 6{,}5 =$	17 500 kg
Asphalt . . .	$0{,}01 \times 4{,}05 \times 1200 \times 6{,}5 =$	315 „
Schienen	$60 \times 6{,}5 =$	390 „
Platte	$0{,}2 \times 4{,}55 \times 2400 \times 6{,}5 =$	14 200 „
Stirnträger .	$0{,}35 \times 2 \times 0{,}46 \times 2400 \times 6{,}5 =$	5 020 „
Balken . .	$4 \times 0{,}45 \times 0{,}4 \times 2400 \times 6{,}5 =$	11 300 „
		48 725 kg.

Das Moment infolge Eigengewichts

$$M_g = \frac{1}{8} \times 48\,725 \times 650 = 3\,950\,000 \text{ kgcm.}$$

Das größte Moment infolge Nutzlast ergibt sich bei folgender Lastenstellung (Abb. 3):

$$A = 28\,500 \text{ kg}$$

$$M_z = 28\,500 \times 290 - 16\,000 \times 140 = 6\,066\,000 \text{ kgcm,}$$

daher das Gesamtmoment $M_t = 10\,016\,000$ kgcm.

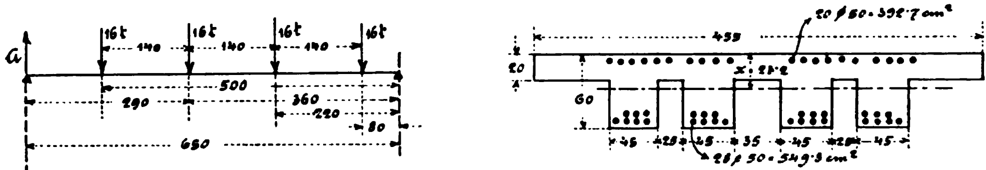


Abb. 3.

Die neutrale Achse des in Abb. 3 ersichtlichen Querschnitts berechnet sich aus

$$\frac{455\,x^2}{2} - \frac{275}{2}(x-20)^2 + 15 \times 392{,}7\,(x-5) - 15 \times 549{,}8\,(51-x) = 0$$

$$x = 23{,}2 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$J = \frac{455}{3} \times 23{,}2^3 - \frac{275}{3} \times 3{,}2^3 + 15 \times 392{,}7 \times 18{,}2^2 + 15 \times 549{,}8 \times 27{,}8^2 = 10\,227\,000 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannung des Betons

$$\sigma_b = \frac{10\,016\,000}{10\,227\,000} \times 23{,}2 = 22{,}7 \text{ kg/cm}^2,$$

die des Eisens

$$\sigma_e = \frac{10\,016\,000}{10\,227\,000} \times 15 \times 27{,}8 = 406 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Schubspannungen.

Ähnlich wie bei dem früheren Beispiel ergibt sich $\tau = \frac{A \cdot S}{J}$; die Auflagerkraft beträgt $A = 69\,863$ kg.

Für die Berechnung von S und J sei wieder die neutrale Achse des Auflagerquerschnitts berechnet aus folgender Gleichung:

$$455\,\frac{x^2}{2} + 15 \times 549{,}8\,(x-7) - 15 \times 314\,(49-x) = 0$$

$$x = 17 \text{ cm}$$

$$J = \frac{455}{3} \times 17^3 + 8247 \times 10^2 + 4710 \times 32^2 = 6\,409\,700 \text{ cm}^4$$

$$S = 151\,000 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{69\,863 \times 151\,000}{6\,409\,700} = 1640 \text{ kg,}$$

die spezifische Schubspannung ergibt sich mit $\sigma_s = \frac{1640}{180 \times 1} = 9{,}1$ kg/cm², daher Eiseneinlagen in Form von Bügeln nötig erscheinen. Die Austeilung derselben erfolgte nach dem in Abb. 6 ersichtlichen Schema. Die Entfernung der Bügel beträgt am Auflager 8 cm, daher die Schubkraft auf diese Länge $8 \times 1640 = 13\,120$ kg. Der reine Beton kann eine Kraft aufnehmen von $4{,}5 \times 180 \times 8 = 5780$ kg und es verbleibt für das Eisen eine Kraft von $13\,120 - 5780 = 7340$ kg. In dem gesamten Tragwerkquerschnitt wurden $4 \times 4 = 16$ Bügelquerschnitte von 10 mm Rundeisenstärke = 0,79 cm² angeordnet; demnach entfällt auf 1 cm² Eisenquerschnitt eine Scherspannung von

$$\sigma = \frac{7340}{16 \times 0{,}79} = 580 \text{ kg.}$$

Abb. 5 und 6.

Längenschnitt

Abb. 4.

Querschnitt

Berechnung der Haftspannung.

Als größte Schubkraft in der Ebene der neutralen Achse wurde früher gefunden $\tau = 1640$ kg. Diese Schubkraft muß, falls die Zugwirkung des Betons, die immerhin hier nicht zu unterschätzen wäre, ganz vernachlässigt wird, von den Eiseneinlagen der Zugzone übernommen werden; daher die Haftspannung

$$\sigma_h = \frac{1640}{16 \times 15{,}7} = 6{,}5 \text{ kg/cm}^2,$$

also größer als die in den besonderen Bestimmungen vorgeschriebene Zahl von 4,5 kg/cm². Es wurden daher die Zugeisen an beiden Enden mit 10 cm langen Haken versehen, welche die Haftspannung um ein bedeutendes herabdrücken. Nach den neuesten Versuchen Bachs nahmen die aufgebogenen Biegungseisen durchschnittlich 30 vH. und ein am Ende der unteren Biegungseisen angeordneter Haken rund 20 vH. der Haftspannung auf, so daß die eigentliche Haftspannungszahl von 6.5 kg/cm² sich auf 3,25 kg/cm² ermäßigt.

Berechnung der Auflagerpressung.

Die Auflagerfläche beträgt

$F = 4 \times 50 \times 45 = 9000$ cm² $\qquad A = 69\,863$ kg.

daher $\sigma_a = \frac{69\,863}{9000} = 7{,}76$ kg/cm².

Die Hauptabmessungen sind folgende:

l Lichtweite in m	Konstruktionshöhe *K H* in mm	*a* Auflagerbreite in mm	*b* Balkenbreite in mm	*d* Plattenstärke in mm	Zugeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden	Anzahl der gebogenen	Länge der geraden in mm	Länge der gebogenen in mm	Druckeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden durchgehenden	Anzahl der gekürzten	Länge der geraden durchgehenden in mm	Länge der gekürzten in mm
6	600	500	450	200	50	16	12	7100	7500	50	16	4	7000	5500

Trageisen der Platte eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der unteren	Anzahl der oberen	Länge der unteren in mm	Länge der oberen in mm	Verteilungseisen der Platte eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Bügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Gegenbügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Menge des Tragbetons (1:3) in m³	Asphaltabdeckung in m²
12	35	105	4600	5000	7	46	7000	10	352	1200	10	88	1100	13,74	46,0

Über die statische Berechnung gewölbter oder gewölbeförmiger Durchlässe läßt sich nicht viel sagen. Da von einem Angriff konzentrierter Raddrücke auf ein verhältnismäßig dünnes Gewölbe nicht die Rede sein kann, muß auch bei ebener Oberfläche die Überschüttung bezw. die Schotterdicke derart bemessen sein, daß die Lasten wirklich verteilt werden.

Es werden infolgedessen gleichförmig verteilte Lasten vorausgesetzt und die statische Untersuchung wird wie für gewöhnliche Gewölbe vorgenommen werden dürfen. Je nach der Höhe der Überschüttung wird es sich empfehlen, einen mehr oder weniger großen Zuschlag für Unbestimmtheit in der Lastverteilung und für allfällige Stoßwirkungen hinzuzurechnen.

Als eine passende empirische Formel für die Bestimmung der Scheitelstärke gewölbter Bahndurchlässe in Eisenbeton sei hier die folgende, nach amerikanischen Normalien bearbeitete angeführt:

$$C = \frac{L}{30} + 0{,}1$$

wobei C die Scheitelstärke und L die Lichtweite, beide in Metern ausgedrückt, bedeuten.

Allgemeine Grundsätze über die Gestaltung der Bahnbrücken aus Eisenbeton.

Es ist wichtig, daß die Oberfläche aller Betonbrücken sorgfältig entwässert ist; daher soll diese — vorteilhaft in beiden Richtungen, längs und quer — ein Gefälle

von 2 bis 3 vH. aufweisen und mit einem wasserdichten Überzug sorgfältig abgedeckt sein. Nur in dieser Weise wird der Beton ganz sicher vor jeglicher Frosteinwirkung und das Eisen vor Oxydation geschützt bleiben.

Ein allgemein vernachlässigter Punkt, namentlich bei kleinen Bahnbrücken — übrigens auch bei Eisenkonstruktionen —, ist die Auflagerung auf dem Pfeiler- oder Widerlagermauerwerk. Ganz befriedigende Lösungen für freie Auflagerung des Eisenbetons auf Mauerwerkflächen sind in der Tat noch nicht gefunden worden; man wird solche voraussichtlich noch lange suchen müssen, wie es auch für eiserne Brücken der Fall war. Da weder Mauerwerk noch Beton sich zu billigen Punktauflagern gut eignen, ist eine teilweise Einspannung der Träger oder der Platte bis auf weiteres vielleicht die beste Lösung für diesen wichtigen und schwierigen Brückenteil; in diesem Falle ist das Widerlager oder der Pfeiler wenigstens zum Teil auch in Eisenbeton herzustellen.

Zu empfehlen ist endlich auch noch, ausgedehnte Betonkörper nicht auf einmal herzustellen, sondern in Teilen von höchstens 5 m größter Abmessung (zweckmäßig 3 bis 4 m) nacheinander, mit Freilassung bequem auszustopfender künstlicher Schwindfugen. Diese Maßregel ist namentlich bei größeren Platten und langen Durchlässen von Wichtigkeit; beachtet man sie nicht, so entstehen bald unvorhergesehene Schwindspannungen und unregelmäßig verlaufende, meistens häßliche Risse im Beton.

Werden Eisenbetonbrücken unter im Betrieb befindlichen Gleisen hergestellt, so ist darüber zu wachen, daß die Erhärtung des Betons ohne die geringste Störung vor sich gehen kann. Im allgemeinen wird es möglich sein, durch eine zeitweilige Verlegung oder Hebung der Bahn eine Belastung des neuen Überbaues auf längere Zeit zu verhüten; dabei ist Langsamfahren, auch zur Vermeidung von Stößen, vorzuschreiben und zu beachten, daß die provisorischen oder Schutzträger so lang sein müssen, daß auch der Auflagerbeton keinerlei Stöße, Pressungen oder Reibungen erleidet. Ist all dieses nicht durchführbar, so muß die Eisenbetonbrücke in möglichster Nähe hergestellt und nach gehöriger Erhärtungszeit eingeschoben werden, wie es für eiserne Brücken so oft geschieht. Derartige Einschiebungen haben bereits in Österreich stattgefunden (Abb. 6a).



Abb. 6a.

Beschreibung ausgeführter Bauten.

A. Balken- und Plattenbrücken.

Die ältesten Balkenbrücken in Eisenbeton für Lokomotivverkehr wurden schon im Jahre 1889 von der Firma G. A. Wayss u. Cie. für die sogenannte Waldviertel-

bahn der niederösterreichischen Landesbahnen (Gmünd—Litschau) in Hennebiquebau ausgeführt; die Lichtweite dieser ersten Brücken betrug schon 10 bis 15 m. Abb. 7 stellt die Brücke über die Lainsitz dar. Diese Brücken haben sich gut verhalten.

Als zweitälteste dürfte die Okerbrücke bei Rüningen, unweit Braunschweig angeführt werden; diese wurde im Herbst 1894 nach Plänen von Herrn Professor Möller in Braunschweig hergestellt; sie weist eine Gesamtlänge von 42 m (sechs Öffnungen von 7 m) auf und trägt das Anschlußgleis einer Fabrik. Die Armierung der Fischbauchträger besteht aus parabolisch gebogenen, an den Enden durch aufgenietete Winkeleisen wirksam verankerten Flacheisen (Bauart Möller).



Abb. 7. Brücke über die Lainsitz.

Sodann entstanden von 1894 bis 1901 auf den Hauptlinien der Jura - Simplon - Bahn nun den Schweizerischen Bundesbahnen einverleibt) eine Reihe von vollspurigen Bahnbrücken nach verschiedenen Bauarten. Schon anfangs 1894 war von genannter Bahngesellschaft auf Station Wiggen (Luzern) ein Plattendurchlaß (Abb. 8) von 2 m Lichtweite in Hennebiquebau hergestellt worden, jedoch nur versuchsweise unter einem Nebengleis.

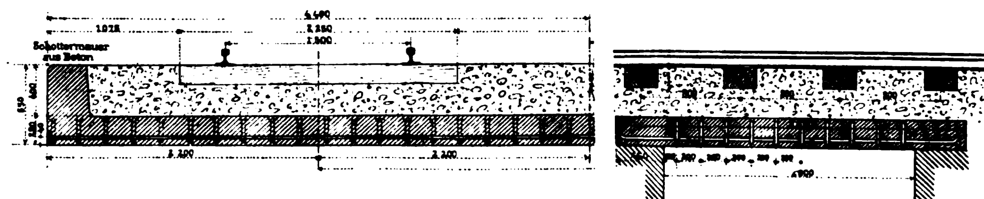


Abb. 8. Plattendurchlaß auf Station Wiggen (Luzern).

Nachdem aber diese Platte mit den schwersten Lokomotiven erfolgreich erprobt und öfter befahren worden war, wurden nach und nach in geeignet erscheinenden Fällen andere Brücken, meistens Durchfahrten, in wachsender Stützweite bis ungefähr 5 m erbaut.

Es wurde dabei wahrgenommen, daß mit Ausnahme einiger unschöner, jedoch ungefährlicher und für die Mehrzahl kaum sichtbarer Schwindrisse in den mehrgleisigen Brücken die Eisenbetondurchlässe sich besser verhalten, als die viel verbreiteten, von Eisenbahnschienen oder gewalzten Trägern getragenen Betonplatten, welche den Träger- oder Schienenkanten entlang meist gespalten und infolgedessen sehr undicht werden.

Die Unterhaltungskosten der Eisenbetonbrücken, und zwar sowohl der Plattenals auch der Rippenplattenbrücken betrugen seit dem Bau so gut wie Null.

Als gelungene Beispiele aus jener ersten Zeit seien folgende erwähnt:

1897. Durchfahrt bei Rolle (Creux Dumas) auf der zweispurigen Hauptlinie Genf—Lausanne (Abb. 9). Trogförmige, 16 cm dicke Platte mit einer 55 × 50 cm starken Rippe unter jeder Schiene. Die Brücke ist schräg (Lichtweite schräg ge-

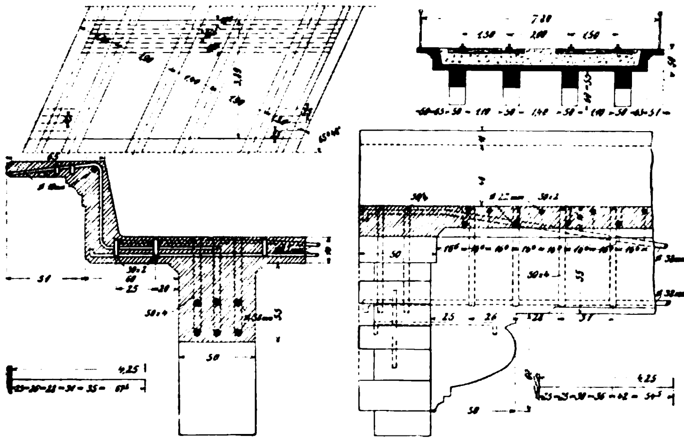


Abb. 9. Durchfahrt bei Rolle.

messen 4,25 m). Hauptarmierung jeder Rippe: sechs Rundeisen, je drei wagerecht und drei gebogen, mit Hennebiquebügeln. Der Bau erfolgte anstandslos ohne die geringste Betriebsunterbrechung mit Hilfe einer verlängerten und etwas erhöhten provisorischen Trägerlage.

Dieses Bauwerk wurde seither mehrmals peinlich

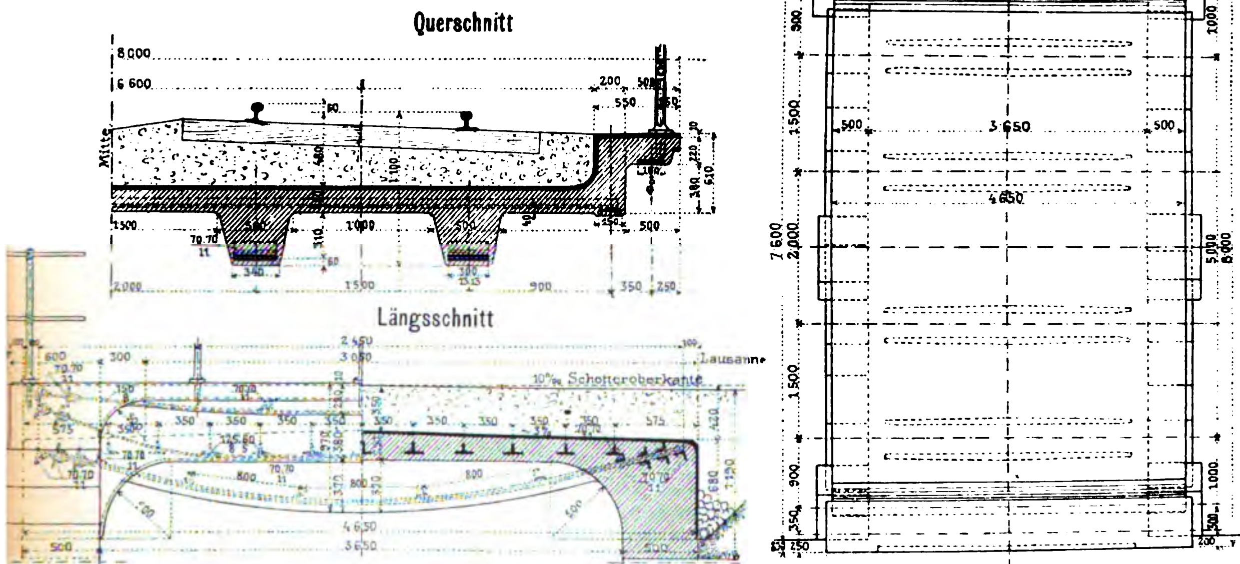


Abb. 10. Durchfahrt bei Flamatt (Großried).

untersucht und erprobt, es bewährt sich gut und bietet auch noch den Vorteil, die ziemlich hohen Widerlager festzuhalten, welche sich unter dem Einfluß der Dammschüttung bedenklich gegeneinander geneigt hatten.

1900. Durchfahrt bei Flamatt (Großried); gerade, für zwei Gleise hergestellte Balkenbrücke auf der Hauptlinie Lausanne—Bern. Trogförmige, in der Mitte 25 cm dicke Platte, mit alten **T**-Eisen armiert und von vier trapezförmigen Rippen getragen; diese Rippen (eine unter jeder Schiene) sind 37 cm hoch und 50 bezw. 34 cm breit; sie sind fischbauchförmig und besitzen je zwei Flacheisen 300 × 13 mm (Bauart Möller) als Zuggurt (Abb. 10, 11 u. 12). Die Lichtweite beträgt 3,65 m. Mit Ausnahme der etwas komplizierten Schalung stellt diese Brücke das Muster einer billigen Ausführung dar; sie ist weder schwerfällig noch häßlich, wie aus dem Plan geschlossen werden dürfte, und bewährt sich vorzüglich wie auch andere Brücken mit ähnlicher Anordnung.





Abb 11. Durchfahrt bei Flamatt. Abb. 12.

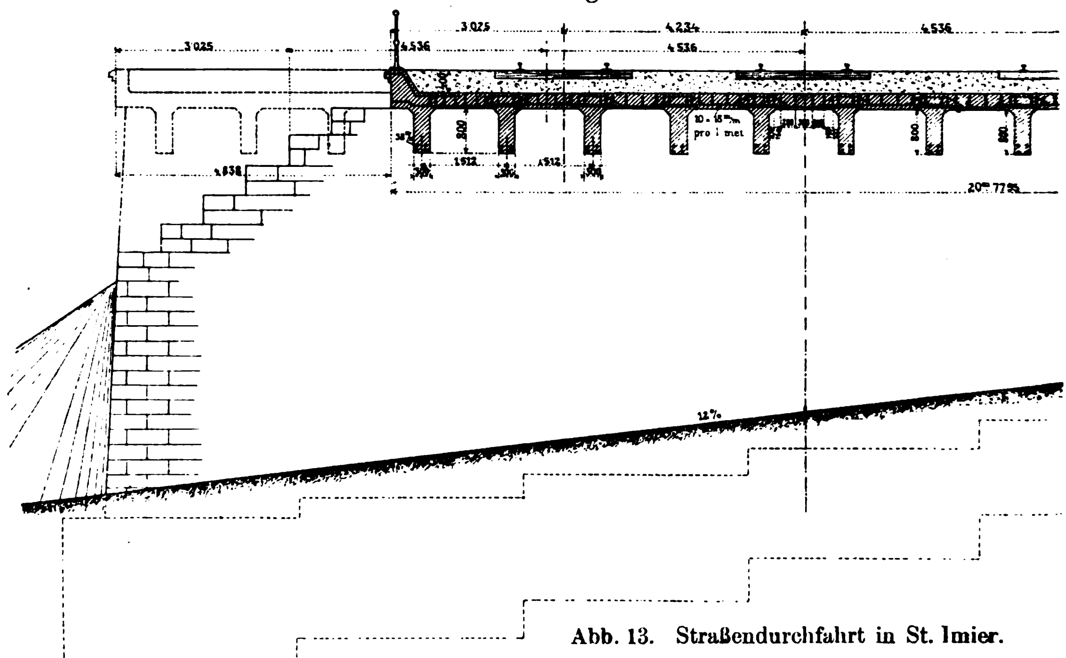


Abb. 13. Straßendurchfahrt in St. Imier.

1900. Straßendurchfahrt in St. Imier. Diese 20,8 m breite Brücke auf einer Station der vollspurigen Bahn Biel—La Chaux-de-Fonds trägt drei Haupt- und

zwei Gütergleise (Abb. 13 u. 14). Die Platte ist in der Mitte 25 cm dick, und die rechteckigen Rippen befinden sich in regelmäßigen Abständen von 1,812 m. Gerade Brücke mit 4,81 m Lichtweite.

Unter den Gütergleisen ist die Brücke wegen beschränkter Konstruktionshöhe als reine Platte (ohne Rippen) behandelt. Die Holzschwellen liegen mit einer Sandschicht von nur einigen Zentimetern fast unmittelbar auf dem Beton. Diese Unterführung in Hennebiquebau verhält sich auch recht gut.

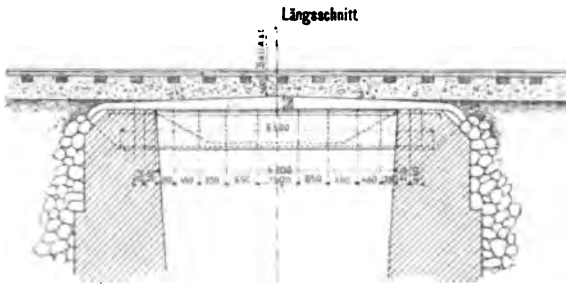
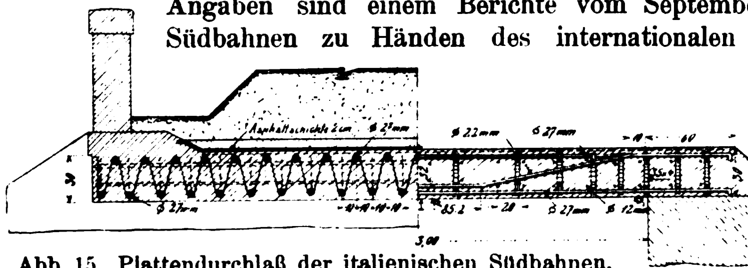


Abb. 14. Straßendurchfahrt in St. Imier.

Im Bahnhof Olten (Schweiz) befinden sich auch seit 1898 unter zwei Nebengleisen kleine Hennebiquebrücken von je zweimal 3,30 m Lichtweite (kontinuierlich); sie halten sich gut. Es bestehen noch andere Brücken nach verschiedenen Bauarten unter den Hauptlinien der schweizerischen Bundesbahnen. Die Berichte über sie lauten allgemein günstig.

Diesen verhältnismäßig zahlreichen, durchaus befriedigenden Versuchsbauten sind seit einigen Jahren keine mehr in der Schweiz gefolgt. Dieser Stillstand ist zum Teil der seither erfolgten Verstaatlichung der Hauptbahnen, zum Teil auch einer unverhehlten Abneigung maßgebender Beamten gegen die moderne Bauweise zuzuschreiben.

In Italien haben dagegen die nunmehr zu dem Staatsbahnnetze übergegangenen Südbahnen in den Jahren 1900 bis 1903 nicht weniger als 17 Bahnbrücken in Eisenbeton von 1 bis 3,5 m Lichtweite erbaut; diese kleinen Brücken haben so befriedigt, daß mehrere weitere Brücken, bis 4 m Lichtweite, seither hergestellt wurden. Folgende Angaben sind einem Berichte vom September 1903 der italienischen Südbahnen zu Händen des internationalen Eisenbahnkongresses in Washington (1905) entnommen.


Abb. 15. Plattendurchlaß der italienischen Südbahnen.

Bis 4 m Lichtweite werden sämtliche Durchlässe oder Brücken als 20 bis 42 cm starke Platten (Abb. 15) ausgeführt, und zwar auch trogförmig, wie die vorhin erwähnten Bauten, die Eiseneinlagen sind abwechselnd gerade und gegen die Widerlager aufsteigende Rundeisenstäbe, welche durch zickzackförmige Bügel ($^{30}/_{3}$ bis $^{36}/_{3}$ mm) miteinander gebunden sind; 10 bis 12 mm starke Querstäbe sind überall vorhanden. Die Hauptabmessungen der Platten sind aus nachstehender Tabelle ersichtlich.

Von Interesse ist es, zu vernehmen, daß diese Plattendurchlässe billiger sind als eiserne Brücken gleicher Stützweite. In Italien schwankt der Preis für 1 m² gedeckter Fläche von 45 Fr. (für 1 m Lichtweite) bis 80 Fr. (für 4 m Lichtweite), was kaum 60 bis 70 vH. der Kosten für moderne eiserne Hauptbahndurchlässe gleicher Lichtweite ausmachen dürfte.

Die italienischen Südbahnen haben auch röhrenförmige Durchlässe ausgeführt, welche bis 1,5 m lichtem Durchmesser bei nur 15 cm Wandstärke, selbst unter ungünstigen Bodenverhältnissen, gut gehalten haben. Von derselben Verwaltung

wurden überhaupt zahlreiche Anwendungen des Eisenbetons in verschiedenen Gebieten des Eisenbahnwesens gemacht und seither von den italienischen Staatsbahnen fortgesetzt. Die ausgedehnten Versuche mit Bahnschwellen in Eisenbeton werden im folgenden und die größeren Bahnbrücken in Lecco in diesem Abschnitte behandelt werden (siehe weiteres S. 551).

Abmessungen der Bahndurchlässe der italienischen Südbahnen.

Lichtweite	Betonplatte			Eiseneinlagen für 1 m Breite		
	Länge	Dicke in der Mitte	Dicke am Auflager	je 10 Stäbe von Durchmesser		und 5 im Obergurt von Durchmesser
m	m	cm	cm	mm	mm	mm
1,0	1,90	22	20	14	—	—
1,5	2,50	25	23	17	—	—
2,0	3,10	27	25	20	—	—
2,5	3,60	30	28	23	18	18
3,0	4,20	32	30	27	22	27
3,5	4,70	35	33	30	25	30
4,0	5,30	42	40	32	25	32

Auch in Italien wurden von Herrn Ingenieur Maciachini in Mailand über bedenkliche Rutschungen (Dammrutschungen bei Comitini, auf den Sizilianischen Eisenbahnen) zwei ganz armierte eiförmige Durchlässe von 3 m Lichtweite auf armierter Sohle und mit trägerartigen Widerlagern von 2,2 m Höhe ausgeführt (Näheres siehe „Handbuch für Eisenbetonbau" III. Band, 2. Teil, Seite 541, Abb. 114 bis 118).

Diese Durchlässe sind derart berechnet und angeordnet, daß sie bei etwaiger Bodensenkung imstande sind, ihr Eigengewicht sowie das Gewicht der Dammerde und die Verkehrslast aufzunehmen.

In Österreich wurde auf Anregung des Vorstandes der Abteilung für Brücken und Unterbau der k. k. Eisenbahnbaudirektion, Herrn Oberbaurat Zuffer, von dem damaligen Eisenbahnbaudirektor Wurmb im Jahre 1903 beschlossen, den Eisenbeton bei dem Baue der neuen Staatsbahnlinien einzuführen, und zwar auch für Durchlässe bis 7 m Lichtweite, mit oder ohne Überschüttung.

Diese trefflichen, modernen und nachahmenswerten Brücken sind schon von 2 m Lichtweite an mit Rippen versehen, und zwar liegen je zwei Rippen in 70 cm Abstand (von Mitte zu Mitte) unter jeder Schiene.

Schon nahezu 100 kleine Brücken dieser Art, worunter 4 mit 6 m Lichtweite, sind bis Mitte 1906 hauptsächlich auf neuen Linien hergestellt worden.

Abb. 16 bis 26, sowie die folgenden Tabellen und Bemerkungen sind der gediegenen Arbeit[1]) des Baukommissars, Herrn Ingenieur A. Nowak entnommen: „Allgemeine Ausgestaltung von Eisenbetontragwerken für gedeckte und offene Bahndurchlässe".

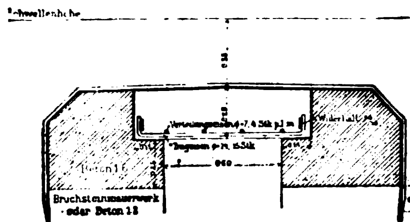


Abb. 16.

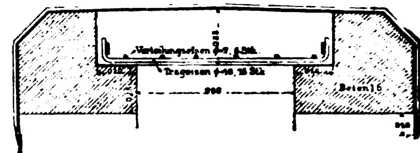


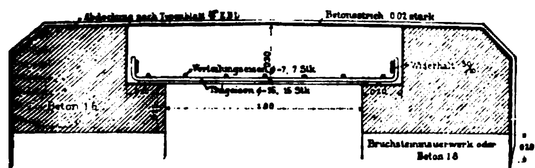
Abb. 17.

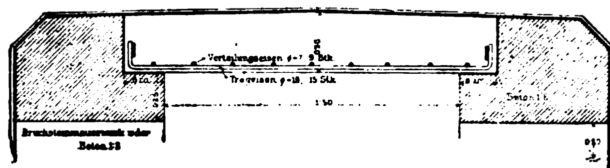
[1]) Nowak. Der Eisenbetonbau bei den neuen von der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs. Berlin 1907. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Eisenbetonplatten für Bahndurchlässe bei Hauptbahnen und vollspurigen Lokalbahnen.

D = Plattenstärke in der Mitte in cm	D_1 = Plattenstärke am Auflager in m	Trageisen				Verteilungseisen		Widerhalte		Gesamteisengewicht in kg	Tragbeton 1 : 3. m³	Asphaltabdeckung m²	Betonestrich. m²
		Stärke in mm	Anzahl unten	Länge in m	Gewicht in kg	Länge in m	Gewicht in kg	Länge in m	Gewicht in kg				
Durchlaß von 0,6 m Lichtweite (Abb. 16).													
0,25	0,240	14	68 (65)	1,05	86 (82)	4,50 (4,25)	5 (5)	4,5 (4,25)	35 (33)	126 (120)	1,16 (1,06)	13,1 (12,3)	13,1 (12,3)
Durchlaß von 0,8 m Lichtweite (Abb. 17).													
0,28	0,268	16	68 (65)	1,35	144 (138)	4,50 (4,25)	8 (8)	4,5 (4,25)	35 (33)	187 (179)	1,71 (1,63)	14,0 (13,1)	14,0 (13,1)
Durchlaß von 1 m Lichtweite (Abb. 18).													
0,30	0,285	16	68 (65)	1,55	166 (158)	4,50 (4,25)	9 (9)	4,5 (4,25)	35 (33)	210 (200)	2,07 (1,97)	16,2 (15,2)	16,2 (15,2)
Durchlaß von 1,5 m Lichtweite (Abb. 19).													
0,30	0,280	18	68 (65)	2,05	276 (265)	4,50 (4,25)	12 (11)	4,5 (4,25)	35 (33)	323 (309)	2,80 (2,66)	18,5 (17,4)	18,5 (17,4)

Die in der vorstehenden Tabelle enthaltenen Angaben über die Eiseneinlagen bleiben für alle Überschüttungshöhen aufrecht. Die eingeklammerten Zahlen gelten für vollspurige Lokalbahnen.


Abb. 18.


Abb. 19.

Zu Abb. 16 bis 22. Die angegebenen Plattenstärken bleiben für alle Überschüttungen gültig. Das Mischungsverhältnis des Betons in den Platten ist bei

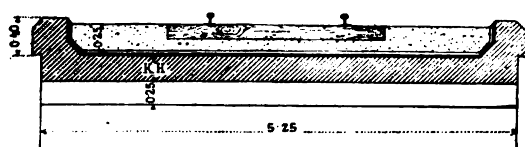


Abb. 20.
Durchlaß im Sicherungsbereich einer Station.

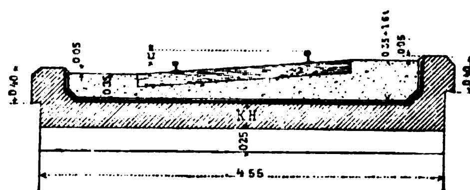


Abb. 21. Durchlaß im Bogen.

allen Lichtweiten und bis zu einer Überschüttungshöhe von 1 m (einschließlich des Schotterbettes) wie 1 : 3, bei größeren Überschüttungshöhen wie 1 : 4.

Die Tragstäbe t und die Verteilungsstäbe v bestehen aus Rundeisen. Die Tragstäbe sind an den Enden nach Zeichnung hakenförmig abzubiegen. Die Verteilungsstäbe sind an die Tragstäbe mittels Eisendrahtes zu befestigen, um dem ganzen Netz ein starres Gefüge zu geben. Die Widerhalte w bestehen aus Flacheisen und werden mit Draht an die aufgebogenen Enden der Tragstäbe befestigt.

Die Tragwerke sind nicht satt an das Widerlagermauerwerk anzuschließen, sondern es ist beiderseits eine Trennungsfuge zu belassen, welche mittels Asphaltdachpappe zu schließen ist.

Bei über 8 m langen Plattendecken (Abb. 23) sind in diesen Dehnungsfugen anzuordnen, welche ebenfalls durch Asphaltpappe zu schließen sind.

Vor der Herstellung der Eisenbetondecken sind die Oberflächen der Mauerbänke, auf welchen die Platten aufruhen, mit einem Graphitanstrich zu versehen, um das

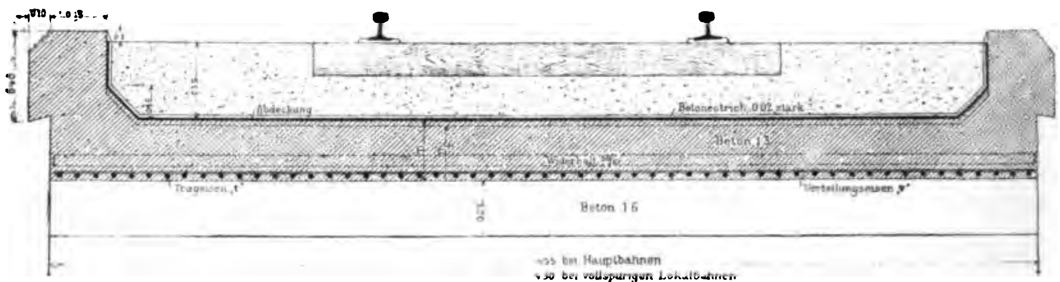


Abb. 22.

Ausdehnen und Zusammenziehen der Plattendecken zufolge der Temperaturschwankungen zu ermöglichen.

Die Abdeckung der Platten geschieht mit zwei Gewebeeinlagen an Ort und Stelle.

Bei Bauwerken, die im Gefälle über 15 vT. liegen, ist die ganze Platte in das Gefälle zu legen.

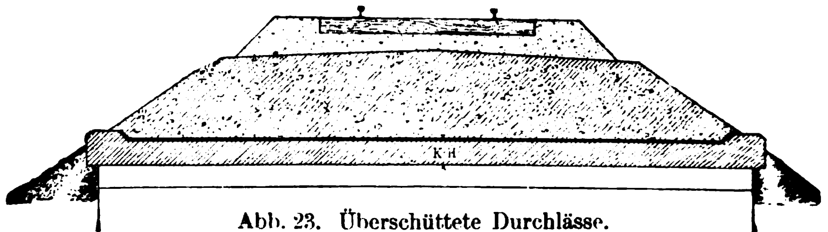


Abb. 23. Überschüttete Durchlässe.

Für die statische Berechnung und Ausführung der Eisenbetonplatten sind die betreffenden besonderen Bestimmungen (Auflage 1906) maßgebend.

Zu Abb. 24. Sämtliche Eiseneinlagen bestehen aus Rundeisen, doch können die Bügel und Gegenbügel auch aus Flacheisen 25 × 3 mm angeordnet werden. Die Eiseneinlagen in den Platten sind der Zahl und Stärke nach überall gleich, und die Verteilungsstäbe sind an die Tragstäbe mittels Eisendrahts zu befestigen.

Die Zugeisen in den Tragbalken sind derart anzuordnen, daß in der untersten Reihe vier, und die übrigen um den Rundeisendurchmesser höher gelegt werden. Die in der oberen Reihe liegenden Rundeisen sind nach Abb. 24 abzubiegen.

Für die Druckeisen gilt das von den Zugeisen gesagte.

Die Austeilung der Bügel bei den Balken der einzelnen Tragwerke hat nach Abb. 24 zu erfolgen, und zwar bei allen Konstruktionshöhen von $\frac{1}{10} l$ aufwärts. Dasselbe gilt auch von den Gegenbügeln, welche aber nur bei vorhandenen Druckeisen not-

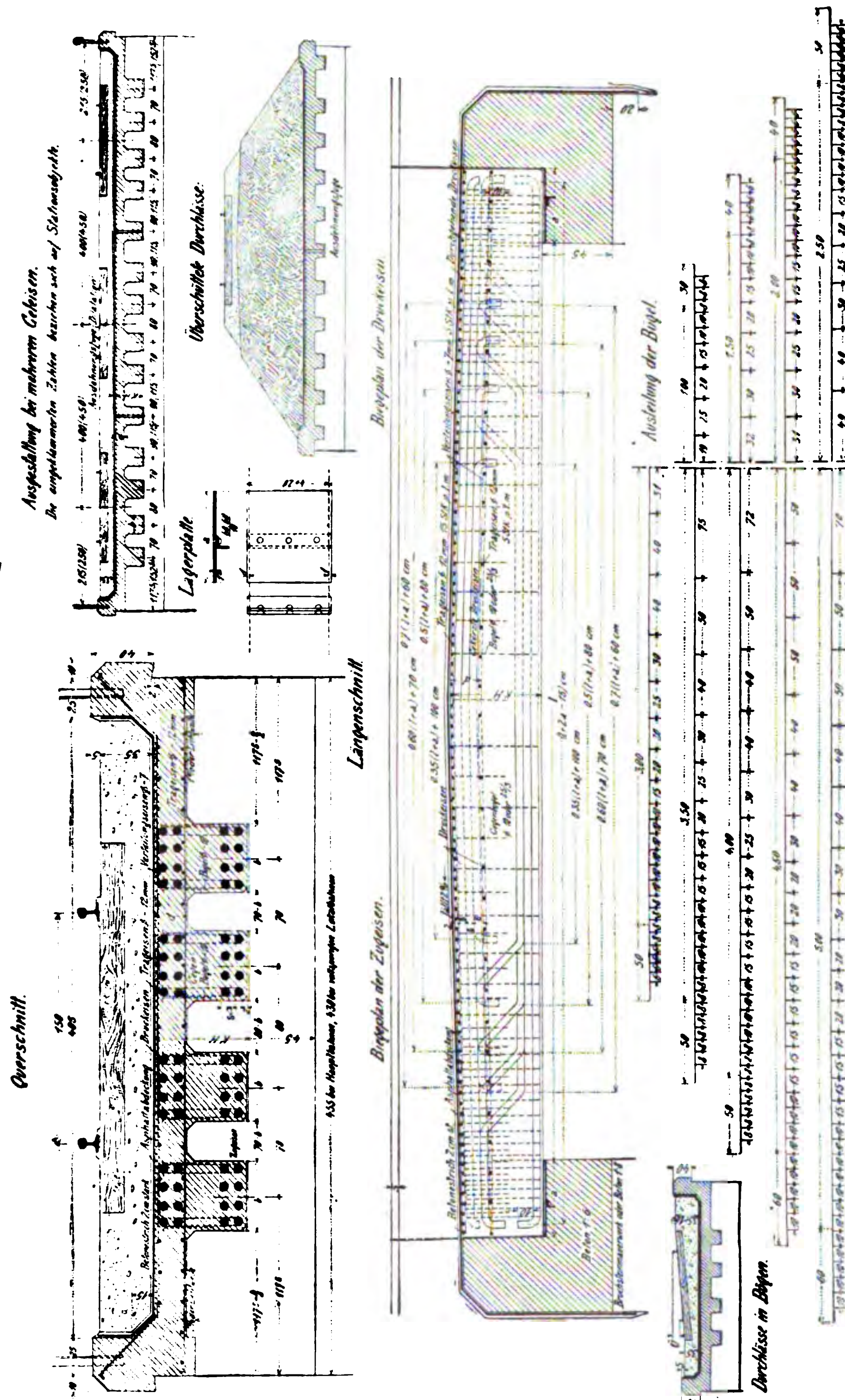

Querschnitt.
Längenschnitt.
Ausgestaltung bei mehreren Geleisen.
Lagerplatte.
Überschnitt Durchlässe.
Biegeplan der Druckeisen.
Biegeplan der Zugeisen.
Austeilung der Bügel.
Durchlässe in Bögen.

Abb. 24.

Tabelle über die Stärke und Zahl der Eiseneinlagen, sowie über sonstige Angaben

l Lichtweite in m	Konstruktionshöhe *KH* in mm	*a* Auflagerbreite in mm	*b* Balkenbreite in mm	*d* Plattenstärke in mm	Zugeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden	Anzahl der gebogenen	Länge der geraden in mm	Länge der gebogenen in mm	Druckeisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes: Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden durchgehenden	Anzahl der gekürzten	Länge der geraden durchgehenden in mm	Länge der gekürzten in mm
2	350	300	300	200	28	16	—	2 700	—	—	—	—	—	—
3	400	400	300	200	36	16	12	3 900	4 200	—	—	—	—	—
4	400	400	400	200	44	16	12	4 900	5 100	44	16	—	4 800	—
	600	400	450	200	26	16	12	4 900	5 300	—	—	—	—	—
5	500	500	450	200	50	16	12	6 100	6 400	50	12	—	6 000	—
	700	500	450	200	34	16	12	6 100	6 700	—	—	—	—	—
6	600	500	450	200	50	16	12	7 100	7 500	50	16	4	7 000	5500
	800	500	450	200	40	16	12	7 100	7 700	—	—	—	—	—
7	700	500	450	200	50	16	16	8 100	8 600	50	16	4	8 000	6200
	1000	500	450	200	44	16	12	8 100	8 900	—	—	—	—	—
8	800	500	450	250	50	16	16	9 100	9 600	50	16	4 4	9 000	6300 7000
	1100	500	450	250	50	16	16	9 100	10 000	—	—	—	—	—
9	900	600	450	250	50	16	16	10 300	10 900	50	16	4 4 4	10 200	6100 7000 7700
	1300	600	450	250	50	16	16	10 300	11 400	—	—	—	—	—
10	1000	600	450	250	50	16	16	11 300	12 000	50	20	4 4 4 4	11 200	4800 6600 7600 8400
	1500	600	450	250	50	16	12	11 300	12 600	—	—	—	—	—

Für überschüttete Objekte und für Objekte mit Konstruktionshöhen, welche in der vor-

Die in obiger Tabelle eingeklammerten

und über Materialmengen bei den Objekten für die angeführten Lichtweiten.

Trageisen der Platte eines Tragwerkes					Verteilungseisen der Platte eines Tragwerkes			Bügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes			Gegenbügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes			Menge des Tragbetons (1:3) in m³	Asphaltabdeckung in m²
Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der unteren	Anzahl der oberen	Länge der unteren in mm	Länge der oberen in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm		
12	13	39	4600 (4350)	5000 (4750)	7	46 (42)	2 600	10	144	700	10	36	1000	3,65 (3,52)	26,5 (24,8)
12	19	57	„ „	„ „	7	46 (42)	3 600	10	208	800	10	52	1000	5,52 (5,33)	30,5 (28,5)
12	24	72	„ „	„ „	7	46 (42)	4 800	10	304	800	10	76	1100	7,44 (7,20)	35,0 (32,7)
12	24	72	„ „	„ „	7	46 (42)	4 800	10	304	1200	10	76	1100	8,98 (8,74)	36,9 (34,5)
12	30	90	„ „	„ „	7	46 (42)	6 000	10	320	1000	10	80	1100	10,66 (10,36)	40,6 (38,0)
12	30	90	„ „	„ „	7	46 (42)	6 000	10	320	1400	10	80	1100	12,82 (12,52)	42,4 (39,5)
12	35	105	„ „	„ „	7	46 (42)	7 000	10	352	1200	10	88	1100	13,74 (13,39)	46,0 (42,9)
12	35	105	„ „	„ „	7	46 (42)	7 000	10	352	1600	10	88	1100	16,26 (15,91)	47,8 (44,8)
12	40	120	„ „	„ „	7	46 (42)	8 000	10	352	1400	10	88	1100	17,15 (16,75)	51,5 (48,1)
12	40	120	„ „	„ „	7	46 (42)	8 000	10	352	2000	10	88	1100	21,45 (21,05)	54,2 (50,9)
12	45	135	„ „	„ „	7	46 (42)	9 000	10	368	1600	10	92	1100	22,24 (21,68)	56,9 (53,4)
12	45	135	„ „	„ „	7	46 (42)	9 000	10	368	2200	10	92	1100	27,10 (26,54)	59,6 (56,0)
12	51	153	„ „	„ „	7	46 (42)	10 200	10	384	1800	10	96	1100	27,10 (26,46)	62,3 (58,5)
12	51	153	„ „	„ „	7	46 (42)	10 200	10	384	2600	10	96	1100	34,40 (33,76)	65,9 (61,7)
12	56	168	„ „	„ „	7	46 (42)	11 200	10	416	2000	10	104	1100	31,80 (31,10)	68,0 (63,9)
12	56	168	„ „	„ „	7	46 (42)	11 200	10	416	3000	10	104	1100	41,85 (41,15)	72,0 (68,2)

stehenden Tabelle nicht enthalten sind, ist eine besondere statische Berechnung aufzustellen.
Zahlen gelten für vollspurige Lokalbahnen.

wendig erscheinen. Die Anzahl der Bügel und Gegenbügel ist aus der Abb. 24 und aus der vorstehenden Tabelle zu entnehmen.

Das Mischungsverhältnis des Betons in den Plattendeckenbalken ist bei allen in der Tabelle verzeichneten oder dazwischen liegenden Lichtweiten und bis zu einer Überschüttungshöhe von 1 m (einschließlich des Schotterbettes) wie 1 : 3, bei größeren Überschüttungshöhen wie 1 : 4.

Die Tragwerke sind nicht satt an das Widerlagermauerwerk anzuschließen, sondern es ist beiderseits eine Trennungsfuge zu belassen, welche mittels Asphaltdachpappe zu schließen ist. Unter allen Tragbalken der Konstruktion sind am Auflager 15 mm starke schmiedeiserne Lagerplatten zu verwenden. Diese Platten, nach Abb. 24 ausgeführt, sind sofort in den frischen Widerlagerbeton zu versetzen und stets um rund 20 mm breiter als die Balken zu halten; vor der Betonierung des Tragwerks ist die obere Fläche der Eisenplatten mit einem fetten oder Graphitanstrich zu versehen.



Abb. 25a. Plattendurchlaß von 6 m lichter Weite.

Die Ausgestaltung der Widerlager hat sich nach den Angaben der besonderen Ausführungspläne zu richten. Bei Tragwerken unter mehreren Gleisen ist nach Abb. 24 zwischen den einzelnen Gleisachsen eine Dehnungsfuge anzuordnen, welche ebenfalls mit Asphaltdachpappe zu schließen ist.

Bei über 8 m langen überschütteten Tragwerken sind gleichfalls Dehnungsfugen anzuordnen.

Die Abdeckung der Tragwerke geschieht mit zwei Gewebeeinlagen an Ort und Stelle. Bei Bauwerken, die im Gefälle über 15 vT. liegen, sind die Tragwerke in das Gefälle zu legen.



Abb. 25b. Durchfahrt von 6 m lichter Weite.

Für die statische Berechnung und Ausführung der Plattenbalkendecken sind die besonderen Bestimmungen vom Jahre 1906 maßgebend.

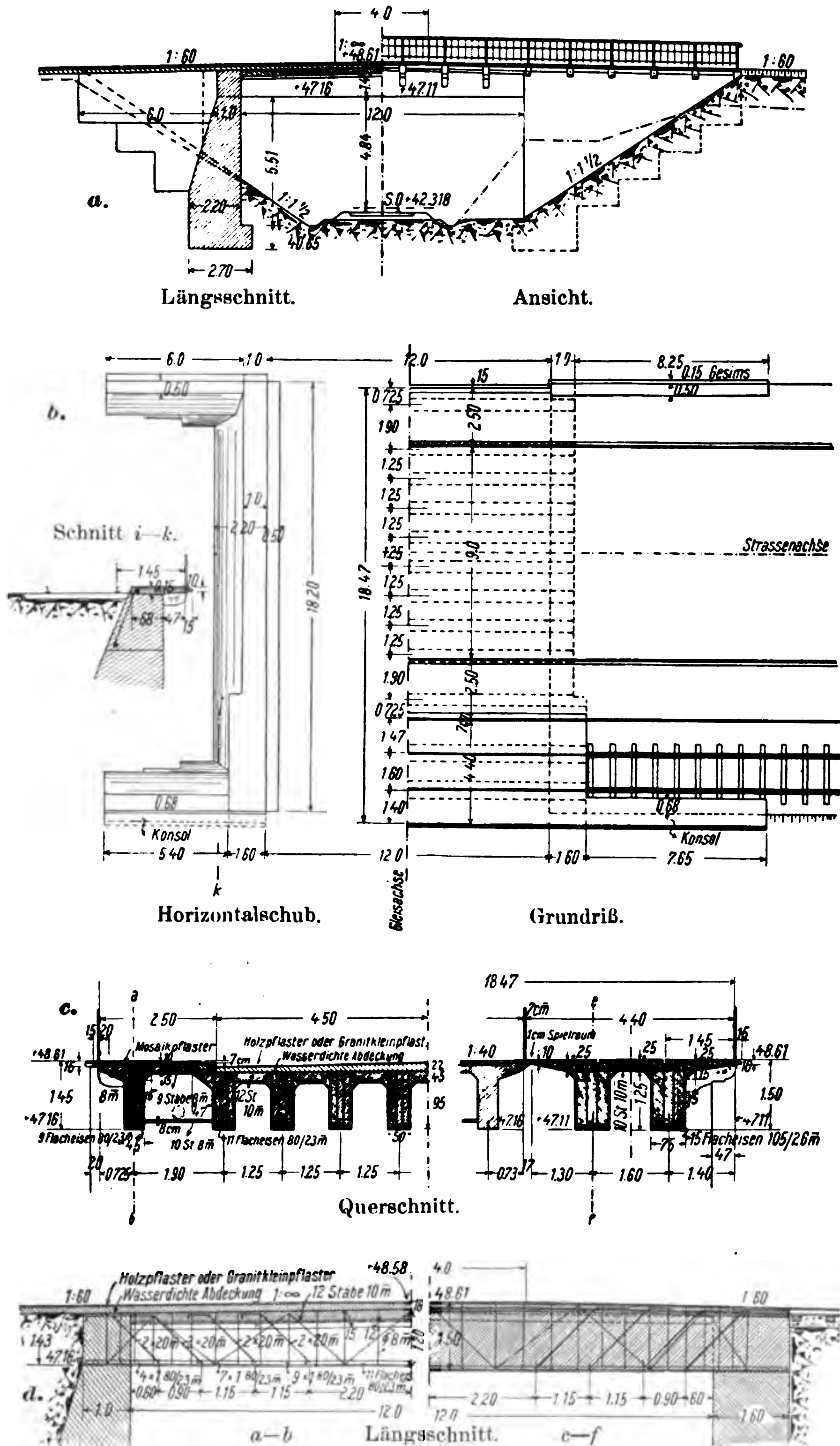


Abb. 26a bis d. Eisenbahnbrücke über die Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn.

Über die Berechnung dieser Brücken ist vorhin berichtet worden (siehe S. 530 bis 534).

Abb. 25a u. b stellen einen Plattendurchlaß und eine Durchfahrt von 6 m Lichtweite dar.

Die Ergebnisse der Belastungsproben waren überall durchaus befriedigend: bei schnellfahrender Lokomotive konnte eine Erschütterung des Tragwerks kaum gemessen werden.

Über die Kosten für derartige Überbrückungen fehlen bis jetzt bestimmte Angaben, d. h. zuverlässige Durchschnittspreise; es ist aber wohl anzunehmen, daß diese Kosten nicht sehr hoch sind, sonst würde die Bauart nicht so allgemein verwendet werden.

Weitere Beispiele für Voll- und Schmalspurbahnen bis zu 10 m Lichtweite sind seither bei der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgearbeitet worden.

Die Zahl der Ausführungen von Eisenbahnbrücken nennenswerter Spannweite in Deutschland ist noch eine sehr geringe wegen des Widerstandes bei den Behörden gegen diese Neuerung. Das hervorragendste Bauwerk dieser Art ist die Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn (Abb. 26a—d). Dieselbe überführt ein Anschlußgleis der Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn. Die Brückenfahrbahn besteht aus zwei Eisenbetonbalken von je 12 m Spannweite, die mit auskragenden Druckgurtplatten versehen sind. Die Eisenbahnschienen sind in die Balken eingelassen, so daß eine direkte Wirkung der 12 t schweren Achsdrücke auf die Eisenbetonbalken ohne jede Zwischenschüttung erfolgt. Die Brücke wurde während des Betriebes der Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn ausgeführt und war eine dementsprechend schwierige Einrüstung erforderlich. Aus der Abb. 26a und b ist die allgemeine Anordnung, aus der Abb. 26c und d sind die Einzelheiten der Bewehrung deutlich zu ersehen. Mit großer Vorsicht wurde die Bewehrung angeordnet und mit ausnehmend vielen Querverbänden versehen. Die Pläne und die Ausführung rühren von der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin (Direktor M. Koenen) her. Es sei bei diesem Anlasse auch auf die Beispiele verwiesen, die im letzten Kapitel „Eisenbahnbau“ unter Verschiedenes beschrieben sind.

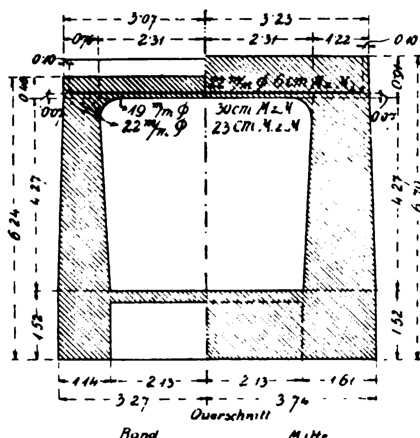


Abb. 27a. Durchlaß der Chicago, Burlington and Quincy Ry.

Die folgenden Abbildungen enthalten nach Wallace (Bericht über Verwendung des Eisenbetons beim Eisenbahnbau in Amerika, aufgestellt für den internationalen Eisenbahnkongreß in Washington 1905 von J. F. Wallace, zur Zeit Generaldirektor der „Illinois Central Railroad“, seither Oberingenieur der amerikanischen Panamakanalunternehmung) einige Beispiele ausgeführter amerikanischer Eisenbetondurchlässe: dieselben sind meistens mit Knoteneisen (Johnsons corrugated bars oder Thachereisen, siehe auch Handbuch für Eisenbetonbau II. Bd., S. 9) armiert und zeichnen sich durch

besonders reichliche Abmessungen aus, weil man in Amerika keine Zeit mit sehr sorgfältiger Ausführung zu verlieren hat.

Abb. 27 stellt einen quadratischen Durchlaß der Chicago, Milwaukee and St. Paul Railway von 1,83 × 1,83 m Lichtprofil bei Bristol (South Dakota) dar. Die in der Mitte 46 cm starke Betonplatte ist allein armiert. Derselbe Typ ist sowohl mit verdrehten Vierkanteisen (nach Ransome), als mit Johnsonschen Knoteneisen ausgeführt worden.

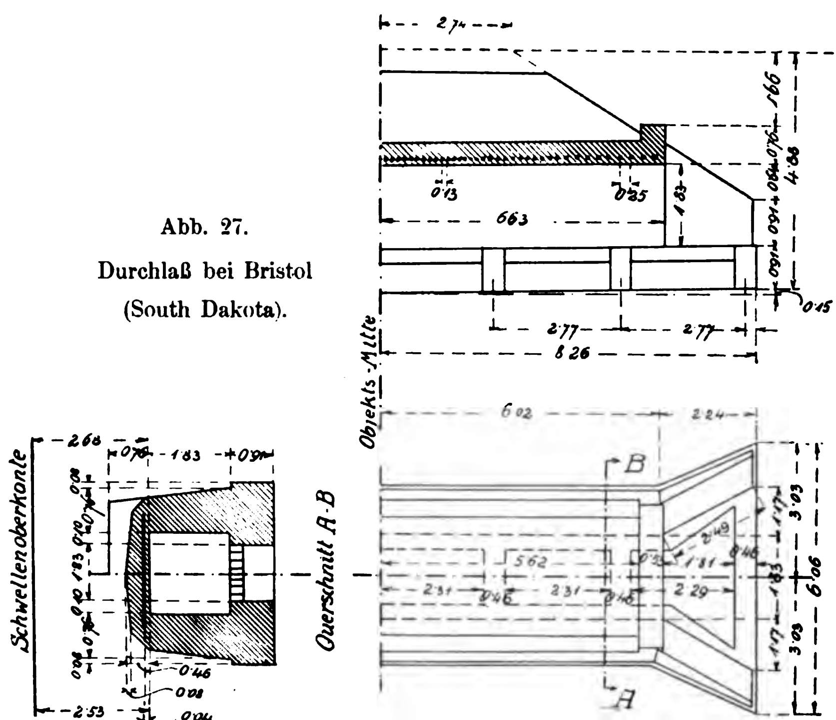


Abb. 27.
Durchlaß bei Bristol (South Dakota).

In Abb. 27a, Durchlaß von 4,62 m Lichtweite der Chicago, Burlington and Quincy Railway, ist auch nur die Platte armiert, und zwar mit Knoteneisen von 19 bis 22 mm

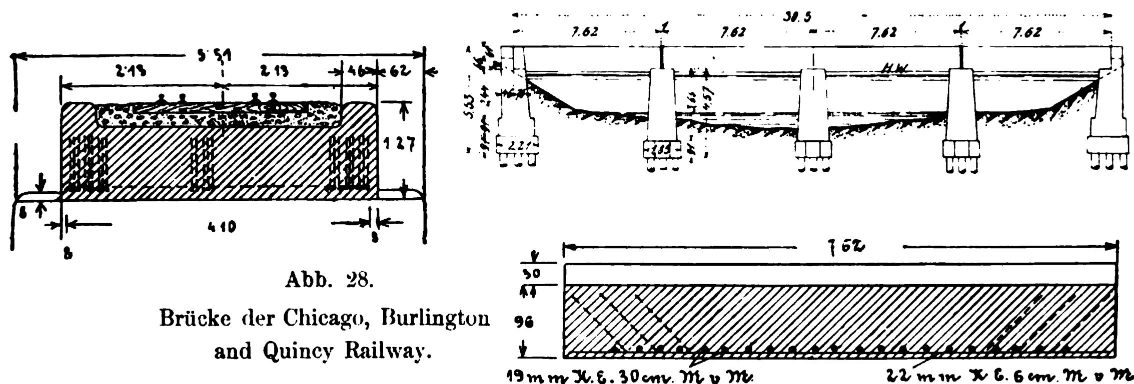


Abb. 28.
Brücke der Chicago, Burlington and Quincy Railway.

in Abständen von ungefähr 65 mm voneinander. Dieselbe Bahngesellschaft hat auch eine längere Brücke mit vier Öffnungen von je rund 7 m Lichtweite (die beiden

mittleren kontinuierlich) hergestellt; die betreffenden Platten (Abb. 28) sind 96 cm stark und mit 22 mm Knoteneisen in Abständen von ungefähr 6 cm voneinander armiert.

Abb. 29a, b stellt die Einführung einer Eisenbetonfahrbahn im Eisenbrückenbau dar.

Abb. 29a.

Abb. 29b.

Abb. 29c.

Brücke der Wabash Railway, Chicago.

Ferner sei ein ähnlicher Durchlaß der Minneapolis and St. Louis Railway mit armierter Platte von 1,83 m Lichtweite erwähnt; dort ist die trogförmige Platte bloß 23 cm dick, und die gesamte Schotterhöhe beträgt nur 26 cm; die Eiseneinlagen sind

Abb. 30. Versuchsbrücke der Chicago, Burlington and Quincy Ry.

13 mm starke Vierkanteisen, ungefähr 8 cm voneinander mit dicht angeordneten $3^1/_2$ mm Drahtbügeln.

Zu erwähnen sind noch, nach dem erwähnten Bericht des Herrn Wallace, die in Eisenbeton hergestellten wasserdichten und schalldämpfenden Brückentafeln für eiserne Bahnbrücken, und zwar mit $7^1/_2$ bis 15 cm starken Platten zwischen nahe beieinander liegenden gewalzten Querträgern (Abb. 29c; das dargestellte Beispiel ist eine Brücke der Wabash Railroad über die 69. Straße in Chicago) oder als stärkere und größere, auf den Hauptträgern ruhende Brückentafel (Abb. 30; Versuchsobjekt der Chicago, Burlington and Quincy Railway); diese Tafeln werden zweckmäßig aus einzelnen, besonders verfertigten, für verschiedene Gleise unabhängigen Querplatten gebildet.

B. Ganz armierte Durchlässe

Frei aufliegende, d. h. schubfreie Balken- oder Plattendurchlässe sind über 6 m Lichtweite nicht mehr wirtschaftlich. Eine Bestätigung dieses praktischen Satzes finden wir in einem interessanten Artikel von Herrn Daniel B. Luten[1]; derselbe liefert einen kurzen und klaren Beweis dafür, daß gewölbte Eisenbetondurchlässe überhaupt den eben abgedeckten vorzuziehen sind, selbst wenn die Widerlager armiert und die Decke damit steif verbunden sind; er geht also in dieser Richtung weiter, als

Abb. 31. Ouseburn culvert, Newcastle-on-Tyne.

Abb. 32. Durchlaß der Wabash-Eisenbahn bei Hillside.

[1] „The reinforced concrete beam culvert: an inefficient structure", by Daniel B. Luten, President National Bridge Co., Indianapolis, Ind. Engineering News 1906, 24. Mai. S. 570.

man heutzutage in den Vereinigten Staaten zu gehen pflegt. Der Hauptvorteil des rechteckigen Lichtquerschnitts ist die einfachere und billigere Schalung, anderseits ist es einleuchtend, daß das Gewölbe und besonders das ganz armierte, mit Zugbändern versehene Profil nach Abb. 31 (Ouseburn culvert, Newcastle-on-Tyne), wenn auch nicht immer ganz sicher zu berechnen, so doch statisch weit vorteilhafter ist.



Abb. 33. Durchlaß der Wabash-Eisenbahn bei Hillside.

Abb. 32 bis 38 stellen eine Anzahl Beispiele dieser amerikanischen Durchlässe (culverts) dar.

Typisch ist der 6,10 m weite Durchlaß der Wabash-Eisenbahn bei Hillside, unweit St. Louis, Mo. (Abb. 32 u. 33); dieses auch mit außerordentlich reichlichen Abmessungen hergestellte Bauwerk besitzt eine 90 cm bis 1 m starke, massive Decke mit Knoteneisen quadratischen Querschnitts 32 × 32 mm alle 10 cm, und Quereinlagen von 19 × 19 mm alle 60 cm oben und unten. Die Sohle ist gleich armiert, jedoch ist die unterste Schicht der Quereinlagen doppelt so dicht (ein Stab alle 30 cm); die 90 cm starken Widerlager sind ähnlich mit Einlagen von 19 × 19 mm versehen, und die abgestumpften

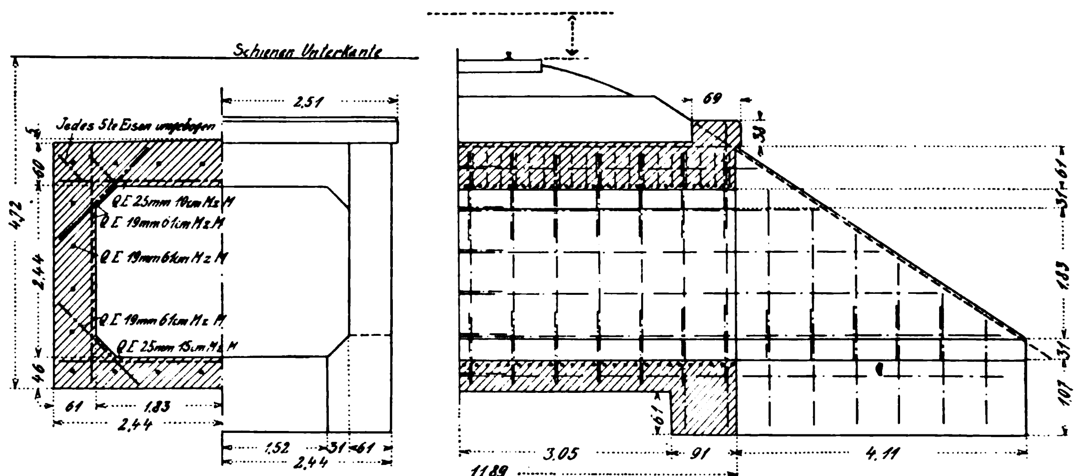


Abb. 34. Durchlaß bei Edon (Ohio).

inneren Ecken sind ebenfalls armiert; Bügel sind nicht vorhanden, dafür sind aber die Auflager von Decke und Sohle gegen die Scherkräfte rationell bewehrt. Abb. 34 ist ein weiteres Beispiel derselben Gattung (Lichtweite 3,65 m) bei Edon (Ohio), Deckenstärke 0,65 m; Einlagen 25 × 25 mm alle 10 cm.

Etwas leichtere Abmessungen weisen die ganz ähnlichen Durchlässe der neuen

elektrischen Vollbahn Louisville and Indianapolis Railway auf. Wir haben die betreffenden Hauptangaben in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Lichtweite:	Betonstärke:			Einlagen:	
	Decke	Sohle	Wände	Decke und Sohle	Wände
m	cm	cm	cm	mm	mm
3,65	33	33	33	19 × 19 (alle 15 cm)	13 × 13
4,00	43	38	43	19 × 19 (alle 15 cm)	19 × 19
4.60	38	38	38	22 × 22 (alle 20 cm)	16 × 16

Diese Durchlässe sind alle genau viereckigen Querschnitts: die Außenfläche von Decke, Sohle und Wänden ist hier auch mit an den Ecken gebogenen, in der Mitte sich kreuzenden Einlagen 13 × 13, oder 19 × 19 mm, je nach den Bodenverhältnissen armiert. Die Unregelmäßigkeiten in der Abstufung obiger Tabelle sind wohl durch Unterschiede der Bodenbeschaffenheit oder der Überschüttung zu erklären.

Ein gewölbter Durchlaß mit armierten Widerlagern und Sohle der Wabash Railroad bei Carpenter, Ill., von Herrn Ingenieur A. O. Cunningham hergestellt, ist noch auf Abb. 35 dargestellt. Die Lichtweite desselben beträgt 3,05 m; die 19 mm starken Quadrateiseneinlagen stehen 19 bezw.

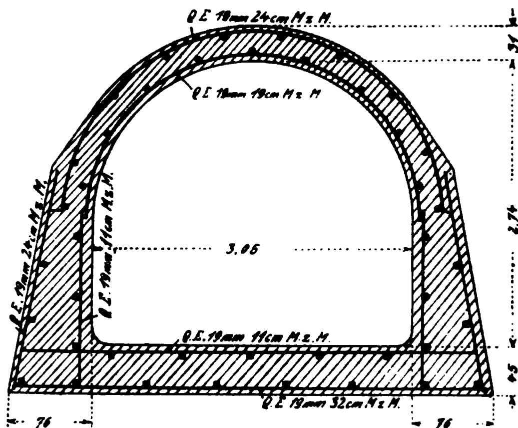


Abb. 35. Durchlaß bei Carpenter, Ill.

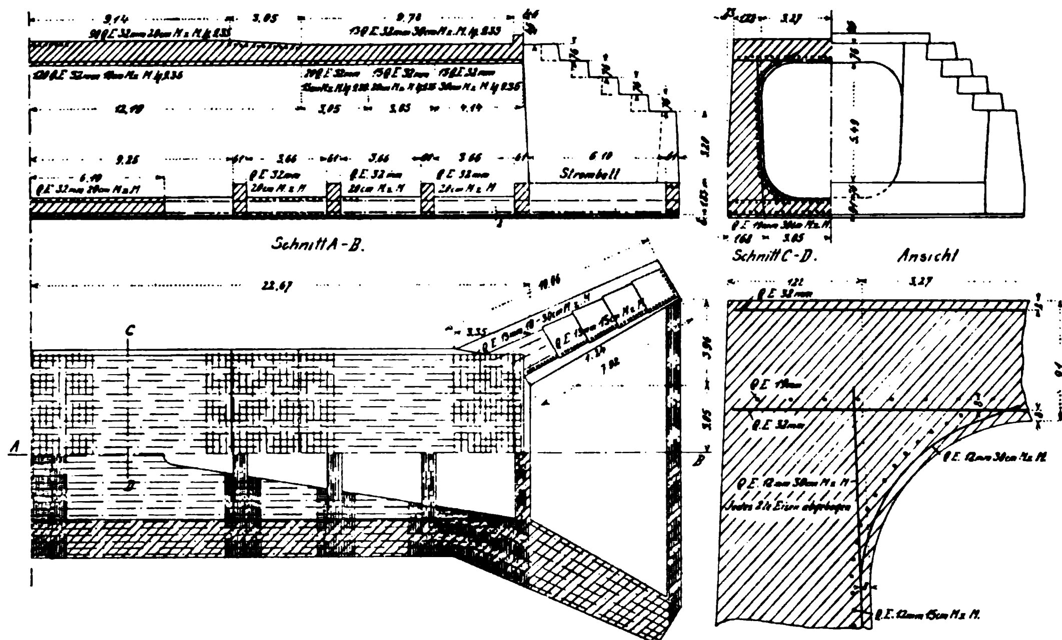


Abb. 36. Rannes Branch culvert.

24 cm, also bedeutend weiter voneinander ab, als bei den flachen Decken: die Gewölbestärke beträgt auch nur 30 cm am Scheitel; hingegen sind Außen- und Innenfläche in beiden Richtungen armiert.

Abb. 36 u. 37 stellen ein als „Rannes Branch culvert“ bekanntes halbgewölbtes, größeres Bauwerk der Chicago, Burlington and Quincy Railway dar. Es handelt sich hier um eine wahre Durchfahrt oder Brücke von 6,55 m Lichtweite, 5,49 m Höhe und ungefähr 45 m Länge, von Ingenieur C. H. Cartlidge hergestellt. Decke, Sohle und Widerlager sind mit Johnsons Knoteneisen 32 × 32, 12 × 12 und 19 × 19 mm armiert, die inneren Ecken reichlich abgerundet und mit Eiseneinlagen versehen; die Sohle ist bis an die Ecken der Flügelmauern verlängert und gegen jedes Ende mit fünf Quermauern 1,83 m hoch und 0,61 m stark versteift, damit der spezifische Druck von Damm und Brücke möglichst gleichförmig auf den Boden verteilt ist.



Abb. 37. Rannes Branch culvert.



Abb. 38. Doppeldurchlaß (Crab Apple Creek culvert).

Abb. 38 ist die Ansicht eines ähnlichen Doppeldurchlasses derselben Bahngesellschaft (Crab Apple Creek culvert) und auch von Ingenieur C. H. Cartlidge erbaut: Lichtweite 2 × 5,18 m; Höhe 6,70 m; Länge auch nahezu 45 m. Einlagen ebenfalls Johnsons Knoteneisen. Dieser Durchlaß bildet an und für sich schon eine förmliche Brücke.

Größere Bahnbrücken.

In neuester Zeit wurden einige größere Bahnbrücken auch als Balkenbrücken gebaut, welche die vorhin erwähnte Lainsitzbrücke der Waldviertelbahn (siehe S. 536) übertreffen; es seien in der Reihenfolge ihrer Entstehung folgende erwähnt:

In Lecco wurden zwei größere Straßenunterführungen von den Italienischen Südbahnen (jetzt Staatsbahnen) unter neuen Güteranlagen hergestellt: die eine, über Strada Promessi Sposi (Abb. 39), viergleisig, weist 8,675 m Lichtweite auf, die andere ist sogar 11,57 m (schräg, d. h. den Trägern entlang gemessen, die Straße ist selbst 9 m breit) weit und überspannt die Via Ghislanzoni; sie trägt eine Ausweichung und ein drittes Gleis (siehe Abb. 40 und Tafel III).

Die Platte ist für beide Brücken 25 cm stark; für die erste (Abb. 39) sind die Tragrippen 55 × 40 cm stark und 1,36 von Mitte zu Mitte auseinander entfernt.

Die Eiseneinlagen, welche vom Unternehmer, Herrn Ingenieur Maciachini in Mailand, als Umschnürungen bezeichnet werden, sind sowohl gerade wie gebogene

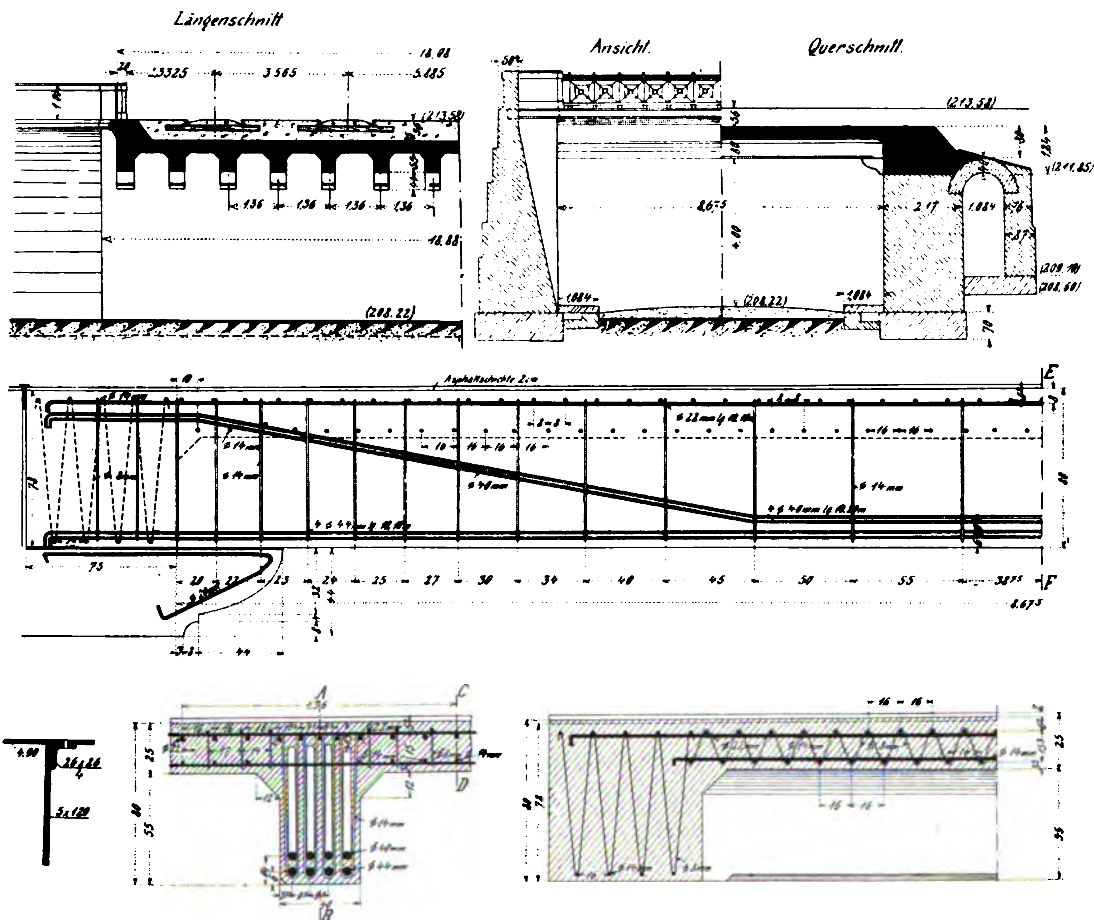


Abb. 39. Straßenunterführung in Lecco.

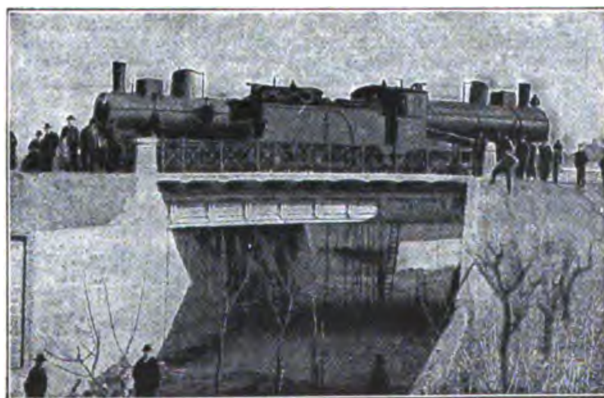


Abb. 40. Straßenunterführung in Lecco.

Rundeisen, mit zahlreichen Bügeln in Zickzackform verbunden; die Trägerenden sind massiv ausgebildet, mit besonderen Zusatzbügeln verstärkt und ruhen auf konsolartigen Eisenbetonauflagern, welche die ganze Widerlagerbreite einnehmen; dieser Versuch, die gefährliche Auflagerkante durch Füllung und Verstärkung des inneren Winkels zu schonen, ist lobenswert und kann empfohlen werden. Eine Einspannung der Träger ist jedoch weder beabsichtigt noch vorhanden: die Träger ruhen auf Bleiunterlagen, und eine 78 cm hohe senkrechte Fuge begrenzt die Brücke an beiden Enden; diese Fuge ist durch an der Platte festgehaltene

Schleppbleche gedeckt (s. Abb. 39). Die Erfahrung wird zeigen, ob sich diese einfache Lösung einer recht schwierigen Konstruktionsfrage auf die Dauer bewährt.

Bei der größeren Brücke (Abb. 40) ist die Platte kassettenartig gebildet, weil die 90 × 44 cm starken Hauptrippen durch zahlreiche Querrippen von 50 × 25 cm unter sich verbunden und versteift sind. Die schrägen Hauptträger stehen 1,59 m von Mitte zu Mitte, die darauf senkrechten Querrippen 1,30 m voneinander ab; in jeder der dadurch gebildeten, nahezu quadratischen Kassetten läuft eine 10 cm hohe und 14 cm breite Plattenverstärkung herum, so daß die Decke, von unten gesehen, entschieden besser wirkt als die gewöhnlichen Rippenplatten. Die Randträger sind an der Außenseite durch konsolartige Ansätze verziert (Abb. 40 u. Tafel III), welche die Fortsetzung der Querrippen bilden und den äußeren Gehsteg tragen. Die vier Hauptflächen der Hauptträger sind durch ein Netz schlangenförmiger, ineinandergreifender 6 mm-Drähte verstärkt; die Hauptträgerenden sind mit 4 mm-Draht förmlich umschnürt und ähnlich aufgelagert, wie vorhin auf S. 553 beschrieben.



Abb. 41. Morlabrücke in Ponteranica.

In Italien wurden ferner in den Jahren 1904 und 1905 sämtliche Brücken — über 30 an der Zahl — der normalspurigen elektrischen Eisenbahn Bergamo—

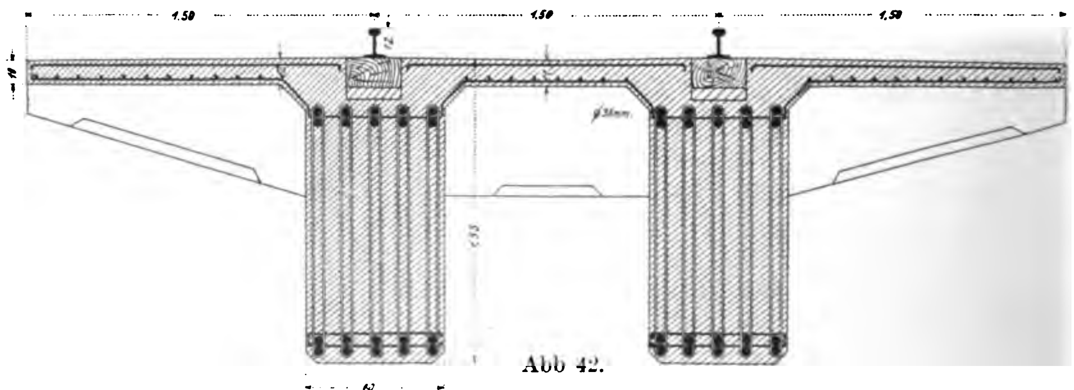


Abb 42.

Valle Brembana in Eisenbeton ausgeführt. Die neue Bahn wurde vorläufig mit Dampfbetrieb eröffnet, und es wurden deshalb die Brücken für zweiachsige Dampflokomotiven von 36 Tonnen Dienstgewicht berechnet und in Wirklichkeit mit drei Lokomotiven von je 30 Tonnen erfolgreich erprobt.

Von den zahlreichen Balkenbrücken beträgt die längste 12 m (Morlabrücke in

Ponteranica, Abb. 41), die zweitlängste 10 m (**Quisabrücke**, Abb. 43) Lichtweite, letztere mit zwei Seitenöffnungen von je 5 m, also zusammen 20 m.

Sämtliche Brücken dieser Strecke tragen das Gleis unmittelbar, d. h. ohne Schotterunterlage; es ruhen die hölzernen Längsschwellen auf nur 5 cm Sand in einer Rinne oder Vertiefung des Obergurtes der Hauptträger (Abb. 42 u. 44).



Abb. 43. Quisabrücke.

Für die kleinen Spannweiten sind die Hauptträger als Zwillingsträger mit je einseitigem Obergurt angeordnet; sie bilden somit einen Trog, in welchem die Längsschwelle gebettet wird (Abb. 44).

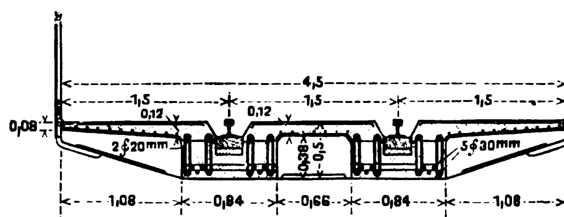


Abb. 44. Hauptträger als Zwillingsträger.

Eine Entwässerung dieser Rinnen oder Tröge ist nur für die längeren Brücken als nötig erachtet und mittels kurzer kupferner Abfallrohre bewerkstelligt worden. Einige längere Brücken, von 20 bis 35 m Spannweite, wurden als Eisenbetongewölbe, jedoch mit derselben Fahrbahnanordnung ausgeführt (Abb. 45).

Verfasser der Entwürfe und Bauleiter war Herr Ingenieur Leonardi in Mailand, welchem wir auch folgende Angaben über die Kosten dieser Brücken verdanken:



Abb. 45. Gewölbte Brücke der Nebenbahn Bergamo—Valle Brembana.

Kosten

der Eisenbetonbalkenbrücken der normalspurigen Nebenbahn Bergamo—Valle Brembana.

1. **Morlabrücke** (Lichtweite 2 × 7,15 m, sechsgleisig) auf Bahnhof **Bergamo**, für 1 m² 54 Fr., Widerlager und Pfeiler nicht inbegriffen.
2. **Morlabrücke** (Lichtweite 12 m, Abb. 41) in **Ponteranica**, für 1 Längenmeter 295 Fr., ohne die Widerlager.

3. Quisabrücke (Lichtweite 2 × 5 m und in der Mitte 10 m, Abb. 43), für 1 Längenmeter 290 Fr., ohne Widerlager und Pfeiler.
4. Kleinere Brücken bis 7 m Lichtweite durchweg 263 Fr. für 1 Längenmeter.

Bei Amsterdam wurde kürzlich unter dem sogenannten Watergraafsmeer-rangierbahnhofe eine schöne Straßenunterführung von 13,65 m Lichtweite in zwei Öffnungen von je 6,825 m hergestellt (s. den betreffenden Aufsatz von Herrn Ingenieur Masereeuw in „Beton u. Eisen“ 1906 Heft XI, S. 287); interessante Versuche wurden vor der Ausführung vorgenommen.



Abb. 46. Riou-Biou-Brücke in Viviez.

Weitere, schon zahlreiche Eisenbetonbrücken zu Bahnzwecken sind in Europa unter Industriegleisen, Kohlengleisen, Landungsstegen u. dergl. ausgeführt worden; von ihnen seien hier erwähnt:

Brücke über den Riou-Biou in Viviez (Aveyron, Frankreich), zwei Öffnungen von je 10 m für die Werke „Vieille Montagne“, nach Bauart Hennebique (1905), Kosten für 1 m² 71 Fr. (Abb. 46).



Abb. 47. Viadukt in Visby.

Viadukt für die Zementwerke in Visby (Schweden), vier Öffnungen von je 11 m in Hennebiquebau auf hohen Eisenbetonstützen, für Lokomotiven von 45 t Dienstgewicht berechnet (Schmalspurbahn, Abb. 47).

Landungsbrücken in Southampton (Kaierweiterung und Kohlendamm) für die London and South-Western Railways und Dagenham an der Themse in England, beide in Hennebiquebau und ganz aus Eisenbeton (Pfeiler und Piloten inbegriffen).

Kohlentransportbrücke der Abendröthegrube (Schlesien), 90 m lang und 12 m hoch, hergestellt 1904 bis 1905.

Eisenbahndurchlässe der neuen Lastenlinie des Stahl- und Eisenwerks Schoeller in Ternitz (bis 7,25 m Lichtweite), 1907 hergestellt.

Viadukt in Gennevilliers bei Paris, der „Société d'éclairage, chauffage et force motrice par le gaz"; zwei längere Viadukte auf Eisenbetonstützen (Abb. 48) und verschiedene Brücken, worunter eine von 16 m Lichtweite (Abb. 49). Alle diese billigen und nachahmenswerten Balkenbrücken wurden nach den Plänen des Herrn Ingenieur Coignet ausgeführt (s. Tafel III).



Abb. 48. Viadukt in Gennevilliers.

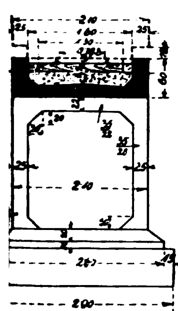


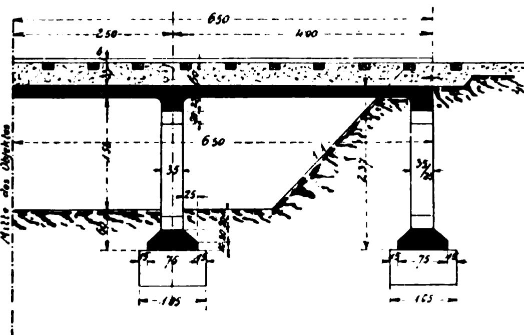
Abb. 49. Brücke in Gennevilliers.

Rationell und billig sind ebenfalls die Eisenbahnbrücken ohne Widerlager, welche Herr Professor Dr. Zielinski in Budapest für die schmalspurige Vizinalbahn Beregszász — Dolha konstruiert hat (Abb. 50); die Widerlager sind hier durch je zwei in der Erde verlorene Eisenbetonstützen ersetzt.

Viadukte der Gasfabrik im Haag (Holland), zusammen über 400 m lang, für Kohlentransport, sowie der Gasanstalt in Valby bei Kopenhagen.

Rollbahnanlage der Farbwerke bei Höchst a. M. (Abb. 51), hergestellt 1903.





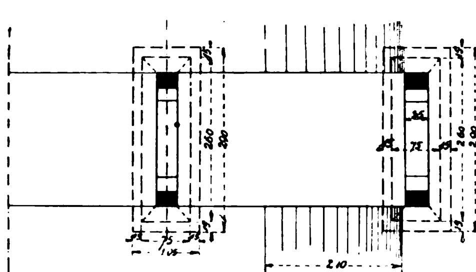


Abb. 50. Brücke für die Vizinalbahn Beregszász—Dolha.

In Gisors (Frankreich) wurde 1905 von Herrn Ingenieur Piketty für die Compagnie des chemins de fer de l'Ouest eine gewölbte Durchfahrt durch eine über

8 m lange Eisenbetonbrücke verlängert; diese konnte auf den Flügelmauern des bestehenden Bauwerks aufgelagert werden.

Zu den neueren Bauten dieser Art gehört die Hochbahn in Hörde (Abb. 52a, S. 559), die sich ausführlich in Beton u. Eisen 1908, Heft II dargestellt vorfindet. Dieselbe ist als Kohlengleis für die dortige Gasanstalt von der Cementbau A.-G., Hannover, im Jahre 1907 ausgeführt worden.

Soweit dem Verfasser bekannt, haben sich alle diese Bauwerke bei den Belastungsproben und auch seither im Dienste gut bewährt.

In den Vereinigten Staaten Nordamerikas sind auch bedeutende Bahnbrücken in Eisenbeton ausgeführt worden.

Wir erwähnen außer längeren Talübergängen mit zahlreichen kleinen Öffnungen, besonders den ungefähr 850 m langen Viadukt der Vorortbahn von Richmond (Va.)



Abb. 51.

nach der Chesapeake Bay (Abb. 52), der bei einer Neigung von 1,1 vH. über ein breites, dicht bebautes Tal führt und acht Straßen, sechs Wege, sowie die Gleise der „Seabord Air Line Railway“ überschreitet. Die mit der Ausführung in Eisenbeton betraute „Trussed Concrete Steel Company“ in New-York verwendete das bekannte Kahn-System (vergl. II. Band, S. 9). Die Belastung bestand in einem Zuge von Motorwagen mit 16,5 m Länge und 10 m Achsstand der beiden vierräderigen Drehgestelle, bei einem Raddruck von 7 t, also einer Wagenlast von 56 t.



Abb. 52. Viadukt der Vorortbahn von Richmond (Va.).

Eigenartig sind die fachwerkartigen Pfeiler aus Eisenbeton, auf welchen die Gleisträger ruhen. Zunächst ist nur der in der Abb. 53 schraffierte mittlere Teil ausgeführt worden, wobei das Gleis von den Trägern 1 und 2 getragen wird. Beim späteren zweigleisigen Ausbau sollen die Randträger 3 und 4 mit den zugehörigen Stützen errichtet werden, deren Fundamente bereits im ersten Bauabschnitt her-

gestellt wurden. Das vorhandene Gleis wird sodann auf die Träger 1 und 3 verlegt und das zweite Gleis auf 2 und 4 gesetzt.

Der regelmäßige Binderabstand beträgt 7 bis 8 m. Wie Abb. 52 zeigt, sind die Joche, sobald die Höhe über dem Gelände mehr als 7 m bezw. 11 m beträgt, in der Längsrichtung paarweise durch einen bis zwei wagerechte Balken versteift, so daß sich turmartige Gerüstpfeiler ergeben. Nur an der tiefsten Stelle des Tales wurden in jeder Öffnung des 21 m hohen Viaduktes diese wagerechten Versteifungsbalken angeordnet. An den Straßenüberbrückungen, deren Stützweite 20,57 m erreicht, mußte in der Regel die untere Versteifung weggelassen und die obere dafür entsprechend verstärkt werden. Bei den nicht senkrecht kreuzenden Straßen wurden die Binder parallel zur Straßenrichtung gestellt, wodurch man zugleich

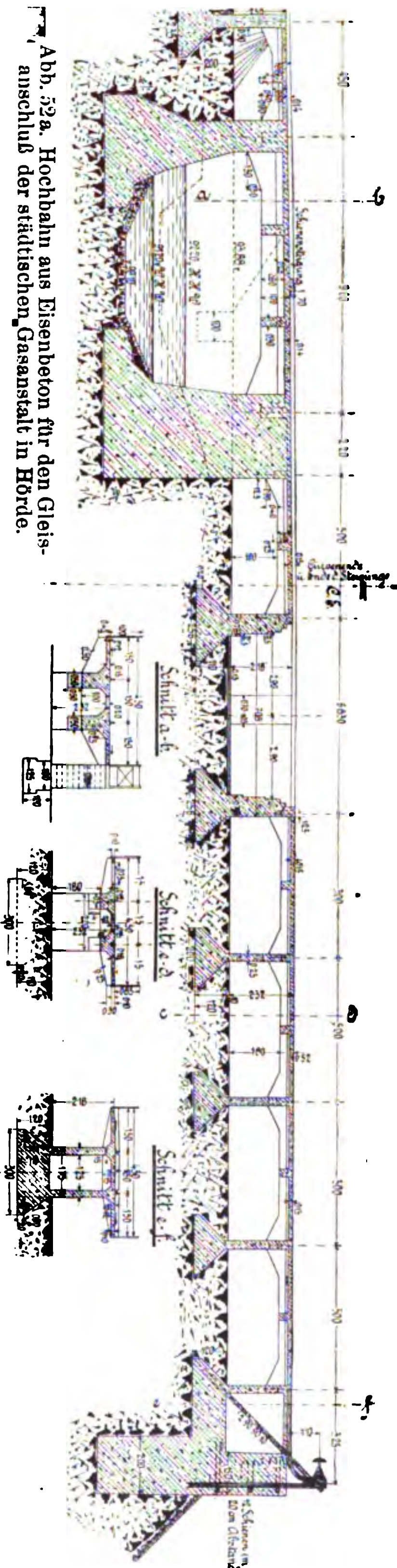


Abb. 52a. Hochbahn aus Eisenbeton für den Gleisanschluß der städtischen Gasanstalt in Hörde.

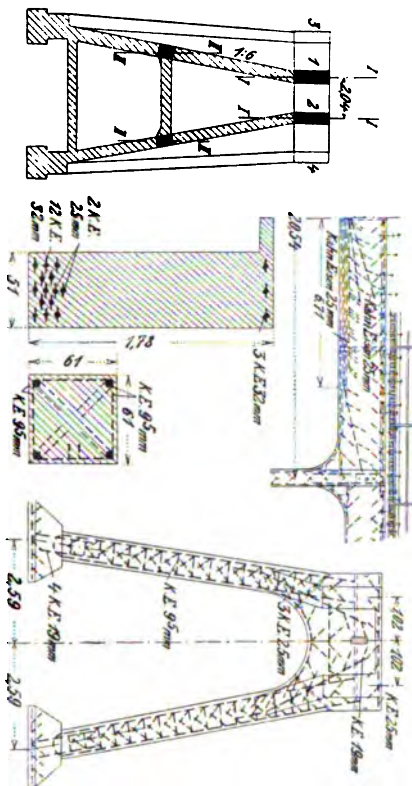


Abb. 53. Viadukt der Vorortbahn von Richmond (Va.).



Abb. 54. Öffnung über die Seaboard Air Line Railway.

eine erhöhte Steifigkeit in der Längsrichtung des Viaduktes erreichte. Für die Balken wurde durchgängig ein rechteckiger Querschnitt angenommen. Nur bei der Überbrückung der Marschallstraße machte sich wegen der beschränkten Bauhöhe ein T-förmiger Querschnitt von 1,50 m Höhe erforderlich. Trennungsfugen sind in 61 m Entfernung vorgesehen. Die Fahrbahn wird durch einen hölzernen Längs- und Querschwellenbelag gebildet.



Abb. 55. Öffnung von 20,57 m l. W. über die Seabord Air Line Railway, Richmond (Va.) (Belastungsprobe).

Der Bau begann im Mai 1906, und die Belastungsproben konnten schon im Laufe des Sommers 1907 stattfinden. Abb. 54 u. 55 zeigen die Öffnung über die Seabord Air Line Railway im Bau und Abb. 56 u. 57 die großen Öffnungen von 20,57 m (Marshall Street und Clay Street).



Abb. 56. Brücke über Marshall Street, Richmond (Va.).

Abb. 55 u. 56 stellen die Öffnungen während der Belastungsproben dar, welche mit einer Dampflokomotive von nahezu 40 t (einschl. Tender) und zwei beladenen Güterwagen von je 34 t Gesamtgewicht vorgenommen wurden; die Einsenkungen waren regelmäßig und betrugen von 1/1800 der Spannweite (bei den kurzen Öffnungen von 7,17 m) bis 1/5175 (bei den größten Öffnungen von 20,57 m), in den kontinuierlichen Mittelöffnungen selbstverständlich weniger als in den Endöffnungen. Die Schwankungen und Schwingungen waren auch bei schweren Motorwagen, langen Zügen und Geschwindigkeiten bis 40 km/St., sowie bei Bremsproben mit Anhalt auf ein paar Metern



Abb. 57. Brücke über Clay Street, Richmond (Va.).

kaum merkbar. Der Viadukt erwies sich als gut elastisch und dehnt sich bei Wärmeänderungen sichtbar auf im ganzen ungefähr $^1/_5$ mm für 1 m.

Der Vollständigkeit halber verweisen wir noch auf das Kapitel „Bogenbrücken" S. 1 bis 218, da sich hier eine Reihe von Übergangsformen zwischen kontinuierlichen Balken und Bogen anführen ließen. So z. B. die ebenfalls in allerneuester Zeit von der Holländischen Gesellschaft für Eisenbetonbauten ausgeführten Eisenbahnbrücken der Südholländischen Elektrischen Eisenbahngesellschaft in Rotterdam. Es ist dies zunächst ein 685 m langer Viadukt mit 70 gewölbten Öffnungen von 7,88 m bis 21,60 m Lichtweite für eine zweispurige Hochbahn (63 Normalöffnungen von 7,88 m bis 8,40 m und sieben größere Straßenunterführungen von 10 bis 21,60 m). Den statischen Berechnungen wurden schwere Schnellzuglokomotiven von 106 t Dienstgewicht zugrunde gelegt.

Dieser bedeutende Viadukt wird noch durch ungefähr 90 weitere Öffnungen um 965 m verlängert, von welchen die eine sogar 25 m Lichtweite aufweist. Anschließend wird auch ein Hochbahnhof von ungefähr 9000 m² auf zahlreichen Gewölben von durchschnittlich 7,20 m Lichtweite, sowie Balken und Platten in Eisenbeton hergestellt; die Pfeiler sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

Der internationale Eisenbahnkongreß genehmigte mit großem Mehr in seiner 7. Session (Washington 1905) folgende Schlußfolgerungen seines Berichterstatters Hrn. k. k. Regierungsrat W. Ast, Baudirektor der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn in Wien:

> „Der armierte Beton hat bei den Eisenbahnen eine vielseitige und umfangreiche Anwendung gefunden. Er ist, ebenso vom technisch-konstruktiven, wie auch vom ökonomischen Standpunkte betrachtet, wohl geeignet, mit den Mauerwerks-, sowie mit den Holz- und Eisenkonstruktionen in erfolgreichen Wettbewerb zu treten.
>
> Da dies schon jetzt, d. i. nach einer kaum zehnjährigen Periode der praktischen Verwendung des Eisenbetons, der Fall ist, so kann dieser modernen Bauweise eine bedeutende Zukunft um so sicherer vorausgesagt werden, als sie von Tag zu Tag neue Verbesserungen und Vervollkommnungen erfährt.
>
> Die weitere Anwendung des armierten Betons wird hiermit den Eisenbahnverwaltungen dringend empfohlen."

Dem Verfasser ist ein einziger an einer Eisenbahnbrücke in Eisenbeton geschehener Unfall bekannt: die 10,2 m weite, schräge Brücke über die Battaglia bei Luino (Italien) stürzte nach dem ersten Befahren mit einer Lokomotive ein, weil von einem Arbeiter in leichtsinniger Weise nach 12 Tagen aus- und wieder eingeschalt. Die Brücke war sonst regelrecht konstruiert und hätte zweifellos gut gehalten.

Literatur:

Beton u. Eisen, Berlin.
Engineering News, New York.
Engineering Record, New York.
Le ciment, Paris.
Le béton armé, Paris
Il cemento, Mailand.
Zement und Beton, Berlin.
Bulletin du Congrès international des chemins de fer, Bruxelles.
Nowak, Der Eisenbetonbau bei den neuen, von der k. k. Eisenbahnbaudirektion ausgeführten Bahnlinien Österreichs, Berlin 1907.

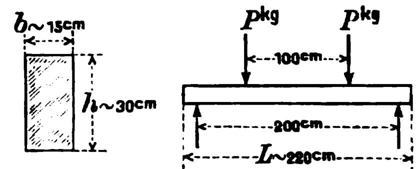
Über einige auf Grund der vorläufigen Bestimmungen der Königl. Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Bauten.

Bearbeitet von **John Labes**, Regierungs- und Baurat, Berlin.

Anhang zu d) Eisenbahnbalkenbrücken.

A. Einleitung.

Wegen der „Vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirke der Eisenbahndirektion Berlin vom 21. Februar 1906“ und ihre Begründung wird auf den I. und IV. Band dieses Handbuches, sowie auf die Abhandlung von Labes im Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327 und den Sitzungsbericht des Vereins für Eisenbahnkunde in Berlin vom 9. Oktober 1906 in Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen, S. 201 verwiesen. Die Veranlassung zur Aufstellung dieser „Vorläufigen Bestimmungen“ hatte die Bearbeitung des Entwurfes für die neue Eisenbahnbrücke über die Prinzregentenstraße in Wilmersdorf bei Berlin[1]) gegeben, die als Dreigelenkbogen mit 24,40 m Stützweite und einer Pfeilhöhe von nur 2,06 m für die statische Berechnung und von 2,21 m für die Einrüstung ausgeführt worden ist. Nach fünfmonatlichem Betrieb betrug die Pfeilhöhe an der flachsten Stelle noch etwa 2,13 cm. Der größte Teil der Senkung des Scheitels ist hierbei dem Umstande zuzuschreiben, daß die Wärme zur Zeit der Herstellung wesentlich höher war als bei letzterer Beobachtung. Das Auftreten von statischen Rissen sollte unter allen Umständen vermieden werden, und es war deshalb die Wahl eines Dreigelenkbogens geboten gewesen, weil bei einem solchen die für das vorliegende sehr flache Gewölbe sonst sehr erheblichen Wärmespannungen fast ganz ausscheiden. Es war so gelungen, die größten rechnungsmäßigen Zugbeanspruchungen des Betons kleiner als 10 kg/cm² zu halten, während die größte Druckspannung 45 kg/cm² beträgt. Es wurde dementsprechend der Nachweis einer kleinsten Druckwürfelfestigkeit von mindestens $3 \cdot 45 = 135$ kg und einer kleinsten Zugfestigkeit σ_{bz} von $1{,}5 \cdot 10 = 15$ kg/cm² gefordert. Letzterer Nachweis war an unbewehrten, auf der Baustelle aus dem betreffenden eben zur Verwendung gelangenden Beton auf Anordnung der Bauverwaltung hergestellten Balken von nebenstehenden Maßen aus der Formel



g = Gewicht des Balkens auf 1 cm Länge.

Abb. 58.

$$\sigma_{bz} = \frac{\mathfrak{M}\,6}{b\,h^2} = \left[g \cdot \frac{L}{2}\left(100 - \frac{L}{4}\right) + P \cdot 50\right] \frac{6}{b\,h^2}$$

zu führen.[2]) Statt des geforderten Mindestwertes $\sigma_{bz} = 15$ kg wurde ein $\sigma_{bz} = 38$ kg/cm²

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau III. Band, 3. Teil, VIII. Kapitel, S. 214; Aufsatz von Homann in der Zeitschrift für Bauwesen 1908, Heft I bis III, S. 59; Beton u. Eisen 1908, Heft IV, S. 92; Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau 1908, S. 42 u. 48.

[2]) Die wirkliche Zugfestigkeit ist wesentlich kleiner (vergl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 2. Auflage, 1906, S. 33) — z. B. 12,6 kg/cm² gegenüber 20,7 kg/cm².

In den Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein, Februar 1905, ist im Anhang II unter 3 als maßgebende Druckfestigkeit der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe bei der ersten Rißbildung anzusehen. Nach den vorläufigen Bestimmungen der Eisenbahndirektion Berlin soll dagegen sowohl für die Zug-, als auch für die Druckbeanspruchungen der Kleinstwert unter den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe maßgebend sein.

erzielt. Nach diesen und sonstigen Erfahrungen erscheint es daher angängig, in bezüglichen Entwürfen mit wesentlich größeren zulässigen Werten σ_{bz} zu rechnen, als zur Zeit der Entwurfsaufstellung mangels genügender Erfahrungen geschehen war.

Zum Zwecke der weiteren Begründung der bezeichneten „Vorläufigen Bestimmungen" wurden die im Band I, Kapitel II, S. 195 dieses Handbuches besprochenen, von Labes angeregten Versuche der Königl. Eisenbahndirektion Berlin eingeleitet.[1]) Sie sind zwar noch nicht zum Abschlusse gekommen, es erscheint indessen zweckmäßig, schon jetzt hier einiges von den bisherigen Ergebnissen mitzuteilen. Diese Versuche bezwecken, einen Beitrag zu der Beantwortung der Frage zu liefern, ob die durch Biegungszugspannungen im Betonzuggurte unter Umständen auftretenden Risse bei einem Eisenbetonbauwerke, das dem Einfluß der Witterung, der Nässe, der Rauchgase und ähnlicher ungünstiger Einwirkungen, sowie stark wechselnden Belastungen ausgesetzt ist, für die dauernde Unterhaltung von wesentlichem Nachteil werden können. Sollte diese Frage nach dem Ergebnis der Versuche bejaht werden müssen, so erschiene die Forderung berechtigt, derartige Bauwerke — namentlich wenn sie voraussichtlich eine Reihe von Jahrzehnten ihren Zweck erfüllen sollen — so zu entwerfen, daß die Entstehung von statischen Rissen ausgeschlossen wird.

Für diese Versuche wurden von der Berliner Vertretung der Firma Wayss u. Freytag zwei Plattenbalken von 3,20 m Stützweite, 0,4 m Plattenbreite, 0,15 m Stegbreite, 0,10 m Plattenstärke und einer von Null an den Auflagern geradlinig bis zur Balkenmitte auf 0,10 m Höhe ansteigenden Steghöhe mit drei Rundeiseneinlagen von je 0,012 m Stärke im August 1906 angefertigt und der Eisenbahndirektion Berlin kostenlos zur Verfügung gestellt. Der Beton hatte das Mischungsverhältnis: Zement zu Neißekies gleich 1 zu 4 erhalten. Bei einer Belastungsprobe — Einzellast P in Balkenmitte — zeigte der eine Balken einen Riß nahe der Mitte bei einer rechnungsmäßigen Betonzugspannung σ_{bz} = rd. 33 kg/cm² und bei Erhöhung der Last P auf 700 kg bei σ_{bz} = 45,5 kg/cm² sechs Risse in ziemlich gleichen, etwa 16 cm weiten Abständen. Die Risse waren äußerst fein — etwa $^1/_{20}$ mm und mit bloßem Auge kaum wahrnehmbar. Der zweite Balken zeigte bei derselben, ja sogar auch noch bei einer etwas erhöhten Last keine Risse. Unter dem ersten Balken wurde ein Wasserkasten derartig angebracht, daß der Steg mit seinen Rissen in das Wasser tauchte. Der Balken wurde nun in der Mitte wiederholten, stets gleichbleibenden, 700 kg betragenden Belastungen — etwa 25 in einer Minute — ausgesetzt, während gleichzeitig dem Wasser durch zwei kleine Gummiluftpumpen ständig atmosphärische Luft zugeführt wurde. Die Stöße werden durch zwei auf den Balken und übereinander aufgeklebte, gepreßte Filzplatten (wie solche als Schienenunterlagen gebraucht werden) mit Erfolg gemildert. Die rechnungsmäßigen Beanspruchungen des Balkens halten sich in den Grenzen der nach den älteren preußischen Hochbaubestimmungen vom 16. April 1904 zulässigen; nur die Haftspannungen in der Nähe der Auflager werden etwas überschritten. Letzteres hätte vermieden werden können, wenn die Rippenhöhe bis zum Auflager gleichbleibend gewählt worden wäre, jedoch wäre dann die Anbringung des Wasserkastens nicht so bequem gewesen. Anscheinend werden auch durch die etwas höheren Haftspannungen bei unserem Versuche Zerstörungen nicht herbeigeführt.

Die sechs Risse haben sich im Laufe der Zeit stark erweitert, so daß sie jetzt auf eine Entfernung von etwa 2 m noch bequem mit bloßem Auge erkennbar sind, außerdem sind noch etwa fünf Risse hinzugetreten. Nach etwa 80 000 Belastungen

[1]) Siehe auch Zentralbl. d. Bauverw. 1906. S. 327, Fußnote 7.

wurden zuerst bei einem Risse gelbrötliche Spuren bemerkt, während die Betonmasse selbst im allgemeinen eine mehr graue Färbung zeigte. Nach im ganzen 92 000 Belastungen zeigten sich solche Spuren an den meisten Rissen. Nach rd. 96 000 Belastungen wurden mittels eines Bronzemessers 0,164 g gelbrötliche Ausscheidungen von den Rissen abgekratzt und ebenso wie etwa 15 g von einem unbewehrten Versuchsbalken der gleichen Lieferung entnommene Betonmasse von Herrn Dr. Manthey chemisch untersucht mit dem Ergebnis, daß erstere Ausscheidungen 4,45 vH., letztere Betonmasse 2,04 vH. Eisenoxyd enthielten. Hieraus ohne weiteres mit Bestimmtheit schließen zu wollen, daß die Ausscheidungen Teile von Rostbildungen der Eiseneinlagen enthalten, erschien nicht zulässig angesichts der geringen Mengen und der Unsicherheit in bezug auf die gleichartige Zusammensetzung der Betonmasse. Der Versuch soll daher einstweilen noch fortgesetzt werden, ehe durch Zerbrechen des Balkens die Eiseneinlagen freigelegt werden.

In bezug auf den Versuch kann jedoch angesichts der stark vermehrten, erweiterten und größtenteils bis an die Druckzone reichenden Risse wohl schon jetzt behauptet werden, daß bei den einschlägigen Verhältnissen von einer Stetigkeit der inneren Kräfte, der Spannungen in den Eiseneinlagen und in den diesen benachbarten Betonschichten über die rissigen Stellen hinweg keine Rede mehr sein kann. Kämen nun noch statt der stets nur in der Mitte wirkenden Einzellast wandernde Lasten wie bei Eisenbahnbrücken, somit wechselnde Richtungen der Schubkraft im mittleren Teile in Frage, so dürfte wohl eine allmähliche Zerstörung des Balkens zu erwarten sein.

Daß der Einfluß wiederholter Belastungen sehr erheblich sein kann, haben auch Versuche an der Universität in Washington[1]) ergeben, worüber Van Ornum in Transactions of the American society of civil engineers (1907, II, S. 294) berichtete. Wenn die Spannung der Eisenbetonbalken zwischen Null und p vH. der Bruchspannung schwankte, so erhielt Van Ornum im Mittel nachstehende Anzahl n der Wiederholung, welche den Bruch herbeiführten. Für einen Monat alte Balken wurde beobachtet

$$p = 92 \quad 83 \quad 73 \quad 65 \quad 56 \text{ vH.}$$
$$n = 16 \quad 152 \quad 640 \quad 1649 \quad 4757.$$

Bei sechs Monate alten Balken wurde beobachtet

$$p = 82 \quad 74 \quad 66 \quad 57 \text{ vH.}$$
$$n = 37 \quad 605 \quad 1948 \quad 4407.$$

Aus dem Verlauf einer zeichnerischen Darstellung hierfür ist zu schließen, daß bei unbegrenzt häufiger Wiederholung kein Bruch zu befürchten ist, solange $p \lessapprox 50$ vH. ist.

Bemerkenswert sind ferner neuere Versuche von E. Probst,[2]) aus deren Ergebnissen folgendes mitgeteilt werde:

„Tatsächlich wirken bei Eisenbetonbalken Beton und Eisen nach dem Auftreten der ersten Risse nur mechanisch nebeneinander und nicht miteinander wie vor dem Auftreten der Risse. Rostwirkungen wurden bei den Rissen nur bemerkt bei Belastungen, die das Eisen bis zur Streckgrenze beanspruchten.“ Hierzu ist indessen zu bemerken, daß bei diesen Rostversuchen eine wiederholte Belastung, die wie bei unserem Versuch pumpend wirken würde, nicht stattfand. Auch von Probst wurde die bekannte Beobachtung bestätigt, daß „das Erhärten von bewehrtem Beton unter Wasser auf die Dehnungsfähigkeit des Betons sehr vorteilhaft wirkt; in diesem Fall treten die ersten Risse bei bewehrtem Beton bei einer höheren Last auf als diejenige, welche der

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1908, Heft III, S. 65.

[2]) Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde-West, Ergänzungsheft I. 1907.

Bruchlast des gleichen, nicht bewehrten Betons entsprechen würde". Bei andauerndem Feuchthalten während des Erhärtens treten eben Anfangszugspannungen des Eisens und entsprechende Anfangsdruckspannungen des Betons auf: der umgekehrte, meist sehr ungünstige Fall tritt ein, wenn die Erhärtung bei Trockenhaltung erfolgt. Auf diesen Umstand sind offenbar oft Unstimmigkeiten in den Beobachtungen zurückzuführen, so z. B. wohl auch die oben mitgeteilte Tatsache, daß von den angeblich als auf ganz gleiche Weise von der Firma Wayss u. Freytag hergestellten und uns gelieferten beiden Versuchsbalken der eine Risse bei σ_{bz} = rd. 33 kg/cm² zeigte, während der andere Balken, auch trotzdem σ_{bz} über 50 kg/cm² gesteigert wurde, überhaupt keine Risse aufwies.

Wenn auch nach vorstehendem der Beweis für die Wahrscheinlichkeit noch nicht erbracht ist, daß in einer Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton entstandene Risse im gewöhnlichen Eisenbahnbetriebe unter ungünstigen, aber natürlichen Umständen im Laufe der Jahrzehnte durch die vielmillionenmal wechselnde Belastung eine gefährliche Rostbildung an den Eiseneinlagen herbeiführen können, so besteht bei der Eisenbahndirektion Berlin die Anschauung, daß mit Rücksicht auf die Gefahr der allmählichen Lockerung des ganzen Gefüges es angezeigt ist, mindestens für Eisenbahnbrücken an der Forderung festzuhalten: so zu bauen, daß das Eintreten von Rissen ausgeschlossen wird. Vor der Hand ist uns auch kein anderes Mittel bekannt, dies zu erreichen, als daß dafür gesorgt wird, daß in jedem einzelnen Falle die Zugbeanspruchung des Betons um ein gewisses Maß hinter seiner Zugfestigkeit zurückbleibt. Dabei erscheint es nicht ausgeschlossen, daß, um die Erfüllung dieser Forderung ohne übergroßen Stoffaufwand zu erzielen, es gelingt, in irgend einer Weise bei Balkenkonstruktionen dem Betonzuggurt eine Anfangsdruckspannung zu verleihen, deren Größe während der Bauausführung hinreichend genau bestimmt werden kann. Für Gewölbekonstruktionen ist, wie ohne weiteres einleuchtet, im allgemeinen ein Bedürfnis hierfür nicht vorhanden.

In bezug auf Balkenkonstruktionen mit biegungsfesten Eiseneinlagen ist für ein derartiges Verfahren von Labes im Juli 1906 beim Kaiserlichen Patentamt in Berlin Patentanspruch erhoben, gegenüber älteren Patentschriften indessen im März 1907 zurückgezogen worden. Zur Zeit werden bei der Königl. Eisenbahndirektion Berlin bezügliche Entwürfe ausgearbeitet, von denen weiter unten gesprochen werden soll.

Ein einschlägiges Verfahren, das namentlich für Balkenkonstruktionen mit nicht biegungsfesten Eiseneinlagen geeignet erscheint, ist von M. Koenen im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Nr. 79, S. 520 angegeben. Weiter unten soll auch hiervon gesprochen werden.

Die Frage, ob es zulässig erscheinen wird, die in den oben genannten „Vorläufigen Bestimmungen der Königl. Eisenbahndirektion Berlin" festgesetzten Sicherheitszahlen bezüglich der Zugfestigkeit des Betons zu ermäßigen, kann zur Zeit noch nicht beantwortet werden, doch ist zu hoffen, daß bei dem großen Eifer, mit dem jetzt allseitig Versuche vorgenommen werden, in nicht zu ferner Zeit diese Zahlen neu festgesetzt und zum Teil vielleicht ermäßigt werden können.

Standen die „Vorläufigen Bestimmungen der Eisenbahndirektion Berlin" mit der Forderung, daß bei auf Biegung beanspruchten Balken auch die Zugbeanspruchungen des Betons innerhalb bestimmter Grenzen zu halten seien, im Februar 1906 als amtliche Vorschriften unseres Wissens noch allein, so folgten mit ähnlichen Forderungen im Oktober 1906 neue Vorschriften für die schweizerischen Eisenbahnen, herausgegeben vom eidgenössischen Post- und Eisenbahndepartement, am 24. Mai 1907 die Preußischen Bestimmungen des Herrn

Ministers der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten und im Jahre 1908 die Österreichischen Regierungsvorschriften, betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen (siehe Beton u. Eisen 1908, Heft II, S. 36), die sich auf Hochbauten und Brücken beziehen und wesentlich strengere Forderungen erheben als die erstgenannten vorläufigen Bestimmungen.

B. Eisenbahnbrücken aus Walzträgern und Beton ohne künstliche Vorbelastung.

Brücken der vorbezeichneten Art werden auf Grund von Musterzeichnungen der Königl. Eisenbahndirektionen Essen und Erfurt — von denen letztere in diesem Kapitel unter C. auf S. 571 u. f. eingehend besprochen sind — im Bereiche der Königl. Preußischen Staatseisenbahnverwaltung vielfach angewendet. Bei diesen Musterzeichnungen ist auf die Verbundwirkung zwischen dem Beton und den Walzträgern nicht Rücksicht genommen worden. Da eine solche unzweifelhaft vorhanden ist und unter Umständen auch ein Reißen des Betons, falls er zu stark gezogen wird, herbeiführen kann, wie dies auch bei ähnlichen Ausführungen beobachtet worden ist, so ist von der Eisenbahndirektion Berlin eine Zusammenstellung derartiger Brückenentwürfe von 1 bis 12 m Lichtweite bearbeitet worden, bei der die Querschnittsgrößen so bemessen worden sind, daß die Zugspannung des Betons 20 kg/cm² nicht übersteigt[1]) und daß daher unter Berücksichtigung der oben erwähnten Erfahrungen die Bildung von Rissen infolge von Zugbeanspruchungen nicht zu befürchten ist.[2]) Durch Ministerialerlaß vom Februar 1908 ist den Direktionen der Königl. Preußischen Staatseisenbahnverwaltung anheimgestellt, bei künftigen Ausführungen neben den vorbenannten Musterzeichnungen diese Zusammenstellung der Direktion Berlin zu benutzen. Wie ein Vergleich mit der Erfurter Sammlung zeigt, weist begreiflicherweise die Berliner Sammlung zum Teil nicht unerheblich größere Stärken der Decke auf. Nichtsdestoweniger stellen sich die Ausführungen danach, namentlich wenn die Decken gleichzeitig zur gegenseitigen Absteifung der beiden Widerlagsmauern benutzt werden, als wirtschaftlich recht vorteilhaft heraus (siehe den Aufsatz von Chaussette im Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, Nr. 25, S. 180). Sie sind hierunter mit Berechnungserläuterung abgedruckt.

Zusammenstellung von Entwürfen zu Eisenbahnbrücken aus Walzträgern und Beton ohne künstliche Vorbelastung von 1 bis 12 m Lichtweite

unter Zugrundelegung der Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatsbahnen vom 1. Mai 1903 und unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Vorbemerkungen.

A. Annahme für die Festigkeitsberechnung.

1. Die Stützweite ist 0,30 bis 0,70 m größer als die Lichtweite, die Trägerlänge 0,30 bis 0,50 m größer als die Stützweite zu nehmen.

---

[1]) Die Werte $\sigma_{bz} < 20$ kg/cm² sind, wie bekannt, nur Rechnungswerte, die wirklichen Zugbeanspruchungen des Betons sind wesentlich kleiner.

[2]) In diesem Kapitel unter C., S. 576 ist der Vorschlag einer besonderen Beachtung empfohlen, „dem Zement Kalk zuzusetzen, und zwar sogar bis auf etwa 30 vH. des Zementgehaltes, da der so entstehende Mörtel eine bedeutend höhere Elastizität besitzt, ohne irgendwie eine Gefahr hinsichtlich nachteiliger Wirkung auf die Eisenteile in sich zu schließen". Uns sind Versuche nach dieser Richtung nicht bekannt. Sollte es tatsächlich dadurch gelingen, dem Beton sicher eine wesentlich größere Dehnungsfähigkeit zu verleihen, ohne sonstige Nachteile herbeizuführen, so würden die Grundlagen der Berechnung und somit auch der zu wählenden Formgebung vollständig verschoben werden. Einstweilen müssen wir dies indessen bezweifeln.

2. Verteilung der Verkehrslast auf 3,50 m Breite.

Nur bei den Anordnungen lfd. Nr. 1, 15 und 16 der Zusammenstellung ist der besseren Trägerteilung wegen mit 3,60 m Breite gerechnet.

3. Gewichtsannahmen: Gewicht des Gleises 0,2 t/m, Gewicht der Bettung 2,0 t/m³, Höhe der Bettung bis Schwellenoberkante (bei Holzschwellen) einschließlich Schutzschicht 35 cm, für Eisenschwellen (siehe unter B. 2) 23 bis 27 cm, Gewicht der Bettung und des Gleises für 1 m Gleis

a) bei 3,50 m Breite:

$$0{,}2 + 2 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}35 = 2{,}65 \text{ t/m},$$

b) bei 3,60 m Breite:

$$0{,}2 + 2 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}35 = 2{,}72 \text{ t/m}.$$

Betonmischung 1 Teil Zement auf 4 Teile Kiessand. Gewicht des Betons 2,3 t/m³, Gewicht des Eisens, dessen Inhalt bei der Bestimmung des Betongewichtes schon einmal mitgerechnet ist

$$\sim 7{,}8 - 2{,}3 = 5{,}5 \text{ t/m}^3.$$

4. Der Querschnitt der Walzeisen ist so bestimmt, daß sie die ganze Belastung allein tragen können.

5. Zulässige Beanspruchung des Eisens 800 kg/cm².

6. Für die Bestimmung der Betonstärke ist maßgebend, daß bei Betrachtung der Fahrbahndecke als Verbundkörper die Zugbeanspruchung des Betons 20 kg/cm² nicht überschreitet. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Schalung zur Aufbringung des Betons an den Trägern hängend angeordnet wird, so daß der Beton nach der Erhärtung spannungslos ist und nur durch den Oberbau und die Verkehrslast belastet wird. Durch Zusammenziehung oder Ausdehnung des Betons beim Erhärten entstandene Anfangsspannungen sind nicht berücksichtigt. Es wird vielmehr vorausgesetzt, daß während des Erhärtens der Beton so behandelt wird, daß gar keine oder wenigstens nur ganz geringe Anfangsspannungen entstehen.[1])

7. Da das größte Moment von der Mitte aus zuerst nur sehr wenig abnimmt und infolge des anzuordnenden Längsgefälles der Querschnitt nach den Auflagern zu sich verkleinert, sind für die Bestimmung der Betonhöhe in der Mitte zu der berechneten Höhe folgende Zuschläge gemacht:

für Stützweiten $l < 5{,}0$ m: 1 cm,
„ „ $l = 5{,}0 \sim 10{,}0$ m: 2 cm,
„ „ $l = > 10{,}0$ m: 3 cm.

8. Um das Einstampfen des Betons zu ermöglichen, ist die kleinste Trägerentfernung so bemessen, daß zwischen den Flanschen der Walzeisen mindestens 15 cm Spielraum bleibt.

B. Bemerkungen für die Ausführung.

1. Betonmischung: 1 Teil Zement auf 4 Teile Kiessand.

Zur Wahrung des gegenseitigen Trägerabstandes, zur besseren Lastverteilung und um den Beton zwischen den Walzträgern für den Fall einer Entgleisung widerstandsfähiger zu machen, werden quer zu den Trägern oben und unten Rundeisen von 10 mm Durchmesser in etwa 20 cm Abstand angeordnet und abwechselnd um die Trägerflanschen umgebogen, so daß immer ein Träger mit mehreren anderen verbunden wird.

[1]) Wegen der Berechnungsweise vergl. auch I. Band. Kapitel IIc. S. 276 u. 277 dieses Handbuches, wo freilich die Betonzugspannungen nicht ausgerechnet sind. Sie sind in dem fraglichen Beispiele sehr mäßig, nämlich rechnungsmäßig gleich rd. 6 kg/cm².

2. Die für die Rechnung angenommene Kiesbetthöhe von 35 cm ist bei Holzschwellen erforderlich. Bei Eisenschwellen ermäßigt sich dieselbe auf 27 cm und kann bei sehr beschränkter Konstruktion auf 23 cm verkleinert werden.

3. Unter den Walzeisen ist überall noch eine Betonschicht von 3 cm vorhanden.

4. Bei den Überbauten, bei denen zwei Anordnungen angegeben sind, erweist sich immer die unter b aufgeführte mit der größeren Trägerteilung als die vorteilhaftere, da bei ihr das Trägergewicht bedeutend kleiner, dagegen die Betonhöhe nur wenig größer ist als bei der Anordnung a. Die letztere wird daher nur zu wählen sein, wenn sie durch besondere Umstände, wie leichtere Beschaffung der Profile, zweckmäßiger wird als die Anordnung b.

5. Für längere Bauwerke erscheint eine alle 5 bis 8 m durch das ganze Bauwerk

Zusammenstellung von Entwürfen zu Eisenbahnbrücken

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
			Bauhöhe		Gewicht für 1 m bei 3,5 (3,6) m Breite							
Lfd. Nr.	Lichtweite w	Stützweite l	bei Holzschwellen	bei Eisenschwellen	Gleis und Bettung g_1	Beton und Eisen g_2	M_{g_1}	M_{g_2}	M_p	$M_{g_1}+M_p$	M_{max} $M_{g_1}+M_{g_2}+M_p$	Trägerquerschnitt
	m	m	cm	cm	t	t	mt	mt	mt	mt	mt	Nr.
1	1,0	1,30	72	64	2,72	2,053	0,574	0,424	6,500	7,074	7,498	Altschiene
2 a	1,5	1,80	76	68	2,65	2,363	1,073	0,957	9,000	10,073	11,030	„
b	„	„	77	69	„	2,327	„	0,941	„	„	11,014	I-N.-P. Nr. 18
3 a	2,0	2,30	81	73	„	2,680	1,752	1,772	11,500	13,252	15,024	I-N.-P. Nr. 20
b	„	„	81	73	„	2,648	„	1,751	„	„	15,003	I-N.-P. Nr. 22
4 a	2,5	2,80	85	77	„	3,035	2,597	2,974	15,010	17,607	20,581	I-N.-P. Nr. 22
b	„	„	86	78	„	3,089	„	3,027	„	„	20,634	I-N.-P. Nr. 25
5 a	3,0	3,40	91	83	„	3,574	3,829	5,164	20,660	24,489	29,653	I-N.-P. Nr. 25
b	„	„	91	83	„	3,536	„	5,110	„	„	29,599	I-N.-P. Nr. 28
6 a	3,5	3,90	96	88	„	4,039	5,038	7,679	27,130	32,168	39,847	I-N.-P. Nr. 28
b	„	„	96	88	„	4,002	„	7,609	„	„	39,777	I-N.-P. Nr. 32
7 a	4,0	4,40	101	93	„	4,486	6,413	10,856	34,180	40,593	51,449	I-N.-P. Nr. 30
b	„	„	102	94	„	4,520	„	10,938	„	„	51,531	I-N.-P. Nr. 34
8 a	4,5	5,00	107	99	„	5,066	8,281	15,831	42,750	51,031	66,862	I-N.-P. Nr. 34
b	„	„	108	100	„	5,081	„	15,878	„	„	66,909	I-N.-P. Nr. 38
9 a	5,0	5,60	112	104	„	5,525	10,39	21,66	51,33	61,72	83,38	I-N.-P. Nr. 36
b	„	„	112	104	„	5,499	„	21,56	„	„	83,27	I-N.-P. Nr. 42½
10 a	6,0	6,60	120	112	„	6,284	14,43	34,22	66,84	81,27	115,49	I-N.-P. Nr. 40
b	„	„	120	112	„	6,263	„	34,10	„	„	115,37	I-N.-P. Nr. 47½
11 a	7,0	7,60	127	119	„	7,008	19,13	50,60	85,51	104,64	155,24	I-N.-P. Nr. 45
b	„	„	129	121	„	7,049	„	50,89	„	„	155,53	I-N.-P. Nr. 50
12 a	8,0	8,60	134	126	„	7,747	24,50	71,62	106,22	130,72	202,34	I-N.-P. Nr. 50
b	„	„	138	130	„	7,900	„	73,04	„	„	203,76	I-N.-P. Nr. 55
13 a	9,0	9,60	140	132	„	8,411	30,53	96,89	127,42	157,95	254,84	I-N.-P. Nr. 55
b	„	„	140	132	„	8,354	„	96,24	„	„	254,19	D. Nr. 55 B
14	10,0	10,60	149	141	„	9,127	37,22	128,19	148,62	185,84	314,03	D. Nr. 60 B
15	11,0	11,70	153	145	2,72	9,912	46,54	169,61	172,01	218,55	388,16	D. Nr. 65 B
16	12,0	12,70	159	151	„	10,585	54,84	213,40	193,31	248,15	461,55	D. Nr. 75 B

hindurchgehende Querfuge wünschenswert, um das Auftreten von Rissen durch ungleichmäßiges Setzen der Widerlager, durch einseitige Belastung und durch Wärmewechsel möglichst zu verhindern. Diese Fugen werden in den Widerlagsmauern zweckmäßig durch gefaltete Asphaltpappe mit Bleieinlage gegen Eindringen von Feuchtigkeit und Hinterfüllungsboden verschlossen, in der Fahrbahntafel mit einer Asphaltmasse ausgefüllt und oben gegen Eindrückung der Bettung durch Überdeckung mit Ziegelsteinen, bei geringer Bettungsstärke mit Dachsteinen, Latten oder Schwarzblech geschützt.

Beispiel für den Gang der Berechnung. Tunnel von 4,5 m Lichtweite, Stützweite 5 m. Das Eigengewicht des Gleises und der Bettung beträgt für 3,50 m Breite $= g_1 = 2{,}65$ t/m (siehe Vorbemerkungen A. 2). Moment hieraus

$$M_{g_1} = \frac{2{,}65 \cdot 5{,}00^2}{8} = 8{,}281 \text{ mt.}$$

aus Walzträgern und Beton ohne künstliche Vorbelastung.

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Stützweite durch Trägerhöhe	Anzahl der Träger auf 3,5 (3,6) m Breite	Gewicht der Träger für 1 m bei 3,5 (3,6) m Breite	Abstand der Träger	Widerstandsmoment eines Trägers	Größte Beanspruchung der Träger s_e max	Höhe des Betons: für die Rechnung angenommen h'	Höhe des Betons: in der Mitte h''	Abstand der Schwerachse des Verbundträgers von der Unterkante	Des Verbundträgers: Trägheitsmoment J	Des Verbundträgers: unteres Widerstandsmoment w_u	Größte Zugbeanspruchung des Betons s_{bu} max	Auflagerreaktion A_{max}
l/h	Stück	kg	cm	cm³	kg/cm²	cm	cm	cm	cm⁴	cm³	kg/cm²	t
10,7	12	327,6	30	110	620	21	22	9,8	30 600	3 116	18,9	23,10
14,9	14	382,2	25	110	716	25	26	11,2	42 530	3 815	18,9	27,85
10,0	10	219,0	35	161	684	26	27	12,8	64 460	5 044	20,0	27,81
11,5	10	262,2	35	214	702	30	31	14,6	98 940	6 799	19,5	33,09
10,5	7	217,1	50	278	771	30	31	14,8	140 300	9 472	20,0	33,06
12,7	10	310,1	35	278	740	34	35	16,3	144 600	8 865	19,9	37,25
11,2	7	273,1	50	396	744	35	36	17,1	224 700	13 150	19,1	37,32
13,6	10	390,1	35	396	749	40	41	18,9	238 100	12 590	19,4	42,44
12,1	7	335,2	50	541	782	40	41	19,4	338 710	17 500	20,0	42,37
13,9	10	478,9	35	541	737	45	46	21,1	346 300	16 430	19,5	48,13
12,2	7	426,9	50	781	728	45	46	21,7	498 700	23 010	19,9	48,05
14,7	10	541,7	35	652	789	50	51	23,2	475 100	20 510	19,8	53,27
13,0	7	476,4	50	922	798	51	52	24,2	711 800	29 400	19,7	53,34
14,7	10	680,6	35	922	725	55	57	25,3	657 500	25 950	19,6	59,20
13.2	7	588,0	50	1262	757	56	58	26,5	973 300	36 790	19,8	59,23
15,6	10	761,5	35	1088	766	60	62	27,4	856 100	31 290	19,7	65,96
13,2	7	725,3	50	1739	684	60	62	28,4	1 261 000	44 440	19,8	65,89
16,5	10	926,3	35	1459	792	68	70	30,6	1 269 000	41 440	19,6	76,94
13,9	7	895,7	50	2375	694	68	70	31,8	1 872 000	58 840	19,7	76,87
16,9	10	1154,0	35	2040	761	75	77	33,5	1 770 000	52 870	19,8	88,15
15.2	7	983,6	50	2750	808	77	79	35,4	2 646 000	74 750	20,0	88,31
17,2	10	1405,2	35	2750	736	82	84	36,3	2 401 000	66 090	19,8	100,06
15,6	7	1164,9	50	3602	808	86	88	39,2	3 748 000	95 720	19,5	100,72
17,5	10	1664,2	35	3602	708	88	90	38,8	3 094 000	79 660	19,8	111,53
17,5	7	1582,7	50	5308	684	88	90	39,0	4 450 000	114 100	19,8	111,26
17,7	7	1652,0	50	5977	751	96	99	42,6	5 689 000	133 600	19,9	123,49
18,0	8	1975,2	45	6690	725	100	103	44,4	6 072 000	136 800	20,0	138,44
16,9	8	2107,2	45	8068	715	106	109	48,5	7 631 000	157 400	19,7	152,37

Das Moment aus der Verkehrslast ergibt sich für ein Gleis, also für 3,5 m Breite zu:

$$M_p = 42{,}75 \text{ mt}^{1)}$$

$$M_{g_1} + M_p = 8{,}281 + 42{,}75 = 51{,}031 \text{ mt.}$$

Dieses Moment ist für die Bestimmung der größten Beanspruchung des Betons maßgebend, da bei der hier gemachten Annahme, daß die Schalung zur Aufbringung des Betons an den Trägern hängend angeordnet wird, das Gewicht der Decke nur die eisernen Träger beansprucht (vergl. Vorbemerkungen A. 6). Bei einer Trägerentfernung von 50 cm kommen auf 3,50 m Breite sieben Träger.

Unter Benutzung der für die vorhergehend untersuchten Stützweiten gefundenen Querschnitte läßt sich nun das Gewicht der Decke mit den Trägern genau genug schätzen, um den erforderlichen Trägerquerschnitt zu finden.

Nimmt man das Deckengewicht g_2 zu 5,00 t/m an, so wird:

$$M_{g_2}' = \frac{5{,}00 \cdot 5{,}0^2}{8} = 15{,}625 \text{ mt,}$$

$$M_{g_1} + M_p = 51{,}031 \text{ „}$$

$$M'_{\max} = 66{,}656 \text{ mt,}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment des I-Eisens ist

$$W = \frac{6\,665\,600}{7 \cdot 800} = 1190 \text{ cm}^3.$$

Gewählt wird I-N.-P. Nr. 38 mit $W = 1262$ cm³.

Die genaue Beanspruchung des Eisens wird nach endgültiger Festlegung des Deckenquerschnitts bestimmt.

Für die Berechnung der Betonbeanspruchung wird der nebenstehend gezeichnete Querschnitt des Verbundträgers untersucht.

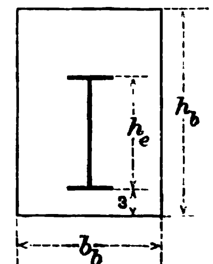


Abb. 59.

Es ist:

h_b = Höhe des Betonquerschnitts,
b_b = Breite des Betonquerschnitts = Trägerentfernung,
F_b = Fläche des Betonquerschnitts = $h_b \cdot b_b$,
J_b = Trägheitsmoment des Betonquerschnitts bezüglich der horizontalen Schwerachse.

Die entsprechenden Werte für den Eisenquerschnitt sind b_e, F_e, J_e.

Für F_b wird der volle Wert $h_b \cdot b_b$ eingesetzt, so daß hierin der Eisenquerschnitt einmal mitenthalten ist. Da nun das Elastizitätsmaß des Eisens zu dem zehnfachen von dem des Betons anzunehmen ist, muß der Querschnitt des Eisens bei Bestimmung des Trägheitsmoments des Gesamtquerschnitts noch mit dem neunfachen seines wirklichen Wertes zugesetzt werden.

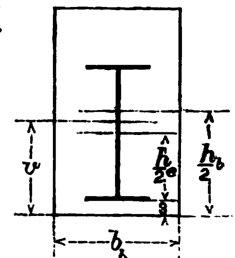


Abb. 60.

Der Abstand der Schwerachse des Verbundträgers von der Unterkante des Querschnitts ergibt sich zu:

$$v = \frac{9 \cdot F_e \left(3 + \frac{h_e}{2}\right) + b_b \cdot h_b \cdot \frac{h_b}{2}}{9 \cdot F_e + F_b}$$

und das Trägheitsmoment in bezug auf diese Achse zu:

$$J = 9 \cdot \left\{J_e + F_e \cdot \left[v - \left(\frac{h_e}{2} + 3\right)\right]^2\right\} + J_b + F_b \cdot \left(\frac{h_b}{2} - v\right)^2.$$

---

1) Siehe Vorschr. f. d. Entw. der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatsbahnen vom 1. Mai 1903. Berlin, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Es muß nun h_b versuchsweise so gewählt werden, daß sich ein J findet, das eine Beanspruchung ergibt, die den unter A. 5 aufgeführten Bedingungen entspricht.

Für das vorliegende Beispiel ergibt sich der nebenstehende Querschnitt als erforderlich.

Abb. 61.

Es ist:

$$v = \frac{9 \cdot 107\ 22 + 50 \cdot 56 \cdot 28}{9 \cdot 107 + 50 \cdot 56}$$

$$v = 26{,}46 \text{ cm}$$

$$J = 9\,(23\,978 + 107 \cdot 4{,}46^2) + \frac{50 \cdot 56^3}{12} + 50 \cdot 56 \cdot 1{,}54^2$$

$$J = 973\,300 \text{ cm}^4$$

$$W_u = \frac{973\,300}{26{,}46} = 36\,790 \text{ cm}^3.$$

Die größte Zugbeanspruchung des Betons ist

$$s_{bu} = \frac{M_{g1} + M_p}{7 \cdot W_u}$$

$$s_{bu} = \frac{5\,103\,100}{7 \cdot 36\,790} = \mathbf{19{,}8\ kg/cm^2}.$$

Querschnitt.

Abb. 62.

Längsschnitt.

Abb. 63.

Zu der berechneten Höhe werden nach A. 6, zur Berücksichtigung des Gefälles, in der Mitte noch 2 cm zugeschlagen, so daß die Höhe in der Mitte $56 + 2 = 58$ cm beträgt. Diese Höhe wird auch der Berechnung des Deckengewichtes zugrunde gelegt.

Verbundträger, für den in der Zusammenstellung die Werte v, J und W_u angegeben sind.

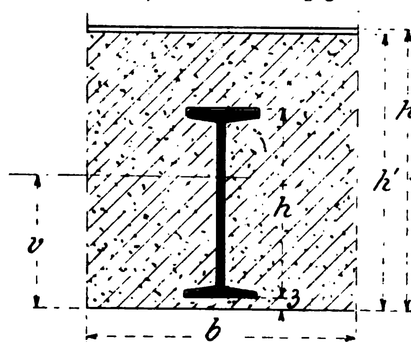


Abb. 64.

Es ist

Gewicht des Betons:

$2{,}3 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}58 = 4{,}669$ t/m

Gewicht des Eisens:

$7 \cdot 107 \cdot 0{,}000\,55 = 0{,}412$ „

$g_2 = 5{,}081$ t/m.

$$M_{g_2} = \frac{5{,}081 \cdot 5{,}0^2}{8} = 15{,}878 \text{ mt}$$

$$M_{g_1} + M_p = 51{,}031 \text{ „}$$

$$M_{max} = 66{,}909 \text{ mt.}$$

Größte Beanspruchung des Eisens:

$$s_{e\,max} = \frac{6\,690\,900}{7 \cdot 1262} = \mathbf{757\ kg/cm^2}.$$

C. Eisenbahnbrücken aus Walzträgern und Beton mit künstlicher Vorbelastung.

Wie aus vorstehendem ersichtlich, ist die verhältnismäßig große Stärke der aufgeführten Decken durch die mäßige Zugfestigkeit des Betons bedingt, während die große Druckfestigkeit des Betons gar nicht ausgenutzt wird. Das oben erwähnte Verfahren von Labes, welches diesem Nachteil begegnen will, besteht nun darin, daß die eingelegten eisernen Träger während der Herstellung und bis zur vollständigen Erhärtung des Betons nicht nur das Eigengewicht der Decke einschließlich des Arbeitsgerüstes und der Schalung, sondern auch noch eine künstliche Belastung tragen. Durch letztere soll bewirkt werden, daß in dem fertigen Balken nach Entfernung der künstlichen Belastung unter Einwirkung der vollen beweglichen Nutzlast die Zug- und Haftspannungen des Betons weniger hoch ausfallen als bei gewöhnlicher Herstellungsweise ohne künstliche Vorbelastung der eisernen Träger. Die Art der Herstellung bringt es mit sich, daß die eingelegten eisernen Träger stets in gleichem Sinne beansprucht werden, während die obersten und untersten Teile des Betons beim Wechsel der Belastung abwechselnd gedrückt und gezogen werden. Auch die Haftspannungen wechseln ihre Richtung. Die Druckspannungen fallen dabei im allgemeinen kaum höher aus als die Zugspannungen, und es ist fraglich, ob es gerechtfertigt ist, hierbei ebenso wie bei den Anordnungen nach der obigen Zusammenstellung mit den rechnungsmäßigen Zugbeanspruchungen des Betons bis an die Grenze $\sigma_{bz} = 20$ kg/cm² zu gehen, oder ob es geboten ist, diese Grenzspannung etwas kleiner zu wählen. Ehe eine vollständige Zusammenstellung ähnlich der obigen festgesetzt wird, ist daher in Aussicht genommen, durch einige Versuche mit wiederholten Beanspruchungen derartig hergestellter Balken, ähnlich wie bei den oben erwähnten Versuchen in Washington einen Anhalt für die Bemessung dieser Grenze zu gewinnen. Da die sämtlichen Druck- und Haftspannungen bei diesen Balken mäßige bleiben,[1]) so hoffen wir, daß es nicht nötig

[1]) Bei Gewölben, wie z. B. bei der oben besprochenen Eisenbahnbrücke über die Prinzregentenstraße in Wilmersdorf bei Berlin, erhalten unter Umständen in der Mitte der Gewölbeschenkel auch die obersten und untersten Teile des Betons beim Wechsel der Belastung wechselnde Zug- und Druckbeanspruchungen. Sie wechseln dort jedoch innerhalb der Grenzen 10 kg/cm² Zug und 45 kg/cm² Druck.

werden wird, diesen Grenzwert kleiner als 20 kg/cm² zu wählen. Dieser Wert ist daher auch dem in nebenstehender Zeichnung und Zusammenstellung gegebenen Beispiele zugrunde gelegt, das für eine Stützweite von 9,6 m gilt. Alles, was oben

Querschnitt mit Anordnung der Belastungsgestänge.

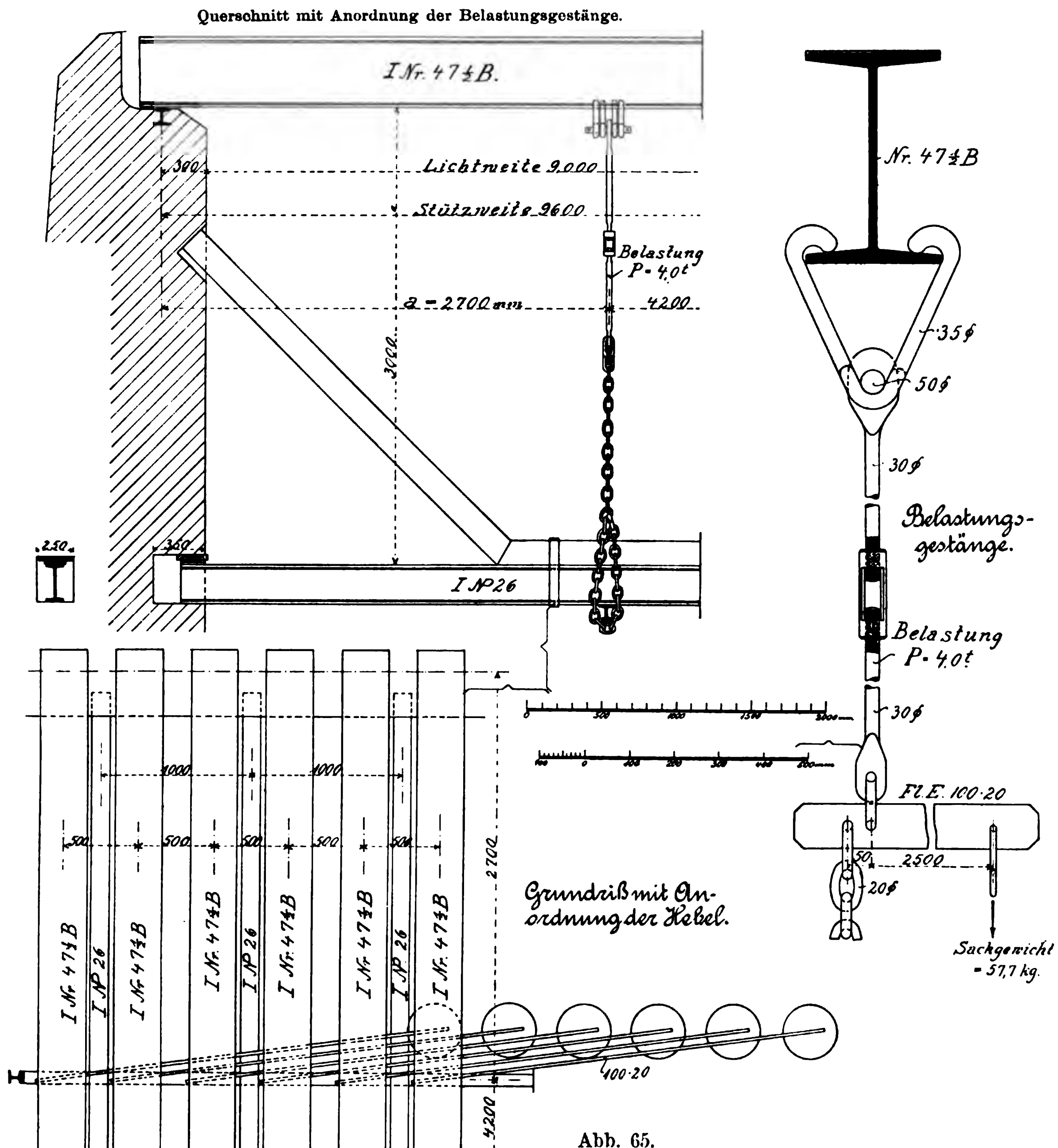


Abb. 65.

S. 566 bis 569 bezüglich der Entwürfe zu Eisenbahnbrücken aus Walzträgern und Beton ohne künstliche Vorbelastung von 1 bis 12 m Lichtweite gesagt ist, gilt sinngemäß auch hier. Ein Vergleich mit lfd. Nr. 13b der Zusammenstellung S. 568 läßt den Vorteil erkennen, der mit der Vorbelastung erzielt wird. Trotzdem höhere Zugbeanspruchungen

Zusammenstellung

zu Entwürfen von Eisenbahnbrücken aus Walzträgern und Beton mit künstlicher Vorbelastung (Auszug).

Lichtweite	Stützweite	Querschnitt (Maße = cm)	Vorbelastung		Beanspruchungen																
					Der Beton nimmt Zugspannungen auf ($n = 10$)														Der Beton nimmt keine Zugspannungen auf ($n = 10$)		Die I-Träger nehmen die ganze Last auf
					Beanspruchungen des Betons								Beanspruchungen des Eisens						Beanspr. des Betons	Beanspr. des Eisens	Beanspr. des Eisens
					Zustand I		Zustand II		Zustand III		Zustand IV		Zustand I		Zustand II		Zustand IV		Zustand IV		Zustand IV
			a	P	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	$\sigma_o = \sigma_u$
m	m		m	t	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
9,0	9,6		2,7	4,0	± 0	± 0	+ 20,0	— 19,6	+ 12,3	— 12,0	— 20,5	+ 20,0	— 505	+ 505	— 340	+ 331	— 675	+ 683	— 20,7	+ 760	∓ 795

Bemerkungen: σ_o = Spannung in der obersten Schicht,
σ_u = Spannung in der untersten Schicht;
+ = Zugspannung,
— = Druckspannung.

Das Gewicht der Hängerüstung ist als gleichmäßig verteilte Last mit rd. 70 kg/m² Grundfläche in Rechnung gezogen.

Belastungen bei den verschiedenen Zuständen:

I) Eigengewicht des Trägers, Hängerüstung, künstliche Vorbelastung, Beton;
II) „ „ „ (Hängerüstung und Vorbelastung entfernt), Beton;
III) „ „ „ Kies und Gleis, Beton;
IV) „ „ „ „ „ „ „ und volle Verkehrsbelastung.

als dort nicht auftreten, konnte bei gleicher Stützweite die Stärke der Decke von 88 cm (siehe Spalte, 20 S. 569) auf 55 cm ermäßigt werden, und es wird möglich, unter gleichen Bedingungen wie dort in lfd. Nr. 16 für die Stützweite $l = 12{,}70$ m unter Anwendung von Differdinger breitflanschigen I-Trägern Nr. 75B (siehe Spalte 13, S. 568) noch wesentlich größere Stützweiten als 12,70 m auszuführen. Als Nachteil steht dem nur die unbequemere und teurere Ausführung gegenüber, die aber, falls es aus örtlichen Gründen notwendig oder erwünscht ist, mit geringerer Bauhöhe auszukommen, gern in den Kauf genommen werden wird. Ein Vergleich mit den Musterzeichnungen der Eisenbahndirektion Erfurt (siehe oben S. 566 und unter C in diesem Kapitel Colberg, S. 497) ergibt etwa gleich geringe Bauhöhe, aber, wie oben erläutert, erscheint bei der Erfuter Anordnung die Gefahr der Rissebildung nicht ausgeschlossen.

Bezüglich der nebenstehenden Zeichnung und Zusammenstellung, ergänzt durch die auch hier passende Querschnittzeichnung auf S. 571, werde noch folgendes bemerkt:

Die Herstellung der Decke erfolgt genau so, wie oben S. 566 bis 567 beschrieben, nur mit dem Unterschiede, daß während des Einstampfens und vollständigen Erhärtens des Betons, also der Sicherheit halber, etwa 6 bis 8 Wochen lang die künstliche Vorbelastung unverändert belassen wird. Die Belastungsvorrichtung ist so eingerichtet, daß sie leicht beweglich und bei verschiedenen Bauausführungen wieder verwendbar ist. Jeder der in unserem Beispiel 0,5 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernt gelagerten I-Träger soll an zwei Punkten, die je in $a = 2{,}7$ m Entfernung von den Auflagerungspunkten liegen, mit je $P = 4{,}0$ t betragenden Gewichten belastet werden. Dies wird durch die in der Zeichnung angegebene Hebelanordnung erreicht. Am Ende jedes Hebels wird ein Sack angehängt, der mit gerade erreichbarem Erdaushub bis zu dem erforderlichen Gewicht belastet wird. Als Gegenhalt dienen Schienen, die sich gegen untere, in je 1 m Entfernung angebrachte und mit Holz gegen die Widerlager abgesteifte I-förmige Hilfsträger anlegen. Danach ergibt sich folgende

Berechnung der Belastungsvorrichtung.

Die künstliche Vorbelastung beträgt für jeden Walzträger in jedem Lastpunkt 4,0 t. Die Belastungsgestänge werden daher für eine Last von 4,0 t berechnet.

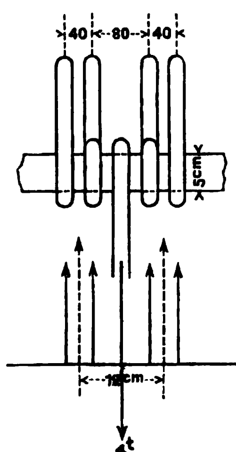


Abb. 67.

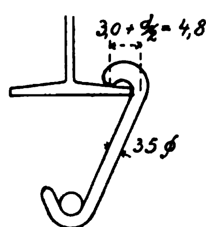


Abb. 66.

Die vier Aufhängehaken werden aus Rundeisen von 35 mm Dicke hergestellt.

Sie erhalten ein Moment

$$M = \frac{4000}{4} \cdot 4{,}8 = 4800 \text{ cmkg}.$$

Das Eisen hat ein Widerstandsmoment

$$W = 4{,}2 \text{ cm}^3,$$

also wird die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{4800}{4{,}2} = 1143 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Bolzen erhält ein Biegungsmoment

$$M = \frac{4000 \cdot 12}{4} = 12\,000 \text{ cmkg}.$$

Bei einem Durchmesser von 5,0 cm beträgt das Widerstandsmoment

$$W = 12{,}3 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{12\,000}{12{,}3} = 976 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Hängestangen werden aus Rundeisen von 30 mm Durchmesser hergestellt. Der Runddurchmesser im Gewinde beträgt 23,93 cm, mit $F = 4,5$ cm², also ist die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{4000}{4,5} = 889 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Kettenglieder haben einen Durchmesser von 2,0 cm und nach „Hütte" Bd. I, S. 690 eine zulässige Belastung von 4000 kg.

Der Belastungshebel erhält einen Querschnitt von $^{100}/_{20}$ mm. Die Längen der beiden Hebelarme betragen 5 cm bezw. 250 cm. Die durch den Hebel auszuübende Kraft beträgt 4000 kg, und das Biegungsmoment wird

$$M = 4000 \cdot \frac{250 \cdot 5}{255} = \text{rd. } 19\,600 \text{ cmkg.}$$

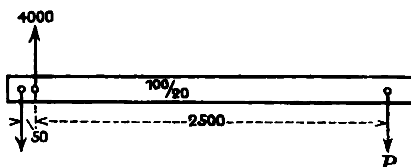


Abb. 68.

Der Querschnitt hat das Widerstandsmoment

$$W = \frac{2}{12 \cdot 5}(10^3 - 2,2^3) = 33 \text{ cm}^3,$$

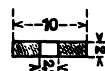


Abb. 69.

Beanspruchung

$$\sigma = \frac{19\,600}{33} = 594 \text{ kg/cm}^2$$

Eigengewicht des Armes von 2,50 m Länge

$$g = 15,6 \cdot 2,60 = 40,6 \text{ kg},$$

also ist die am Ende des Hebelarmes anzubringende Last

$$P = \frac{4000 \cdot 5 - 40,6 \cdot 130}{255} = 57,7 \text{ kg.}$$

Kurz vor, während oder nach Aufbringung der Bettung und des Gleises kann schließlich die Vorbelastung einschließlich der unteren Hilfsträger beseitigt werden. Selbstverständlich wird auch hier vorausgesetzt, daß während des Erhärtens der Beton so behandelt wird, daß vor Beseitigung der Vorbelastung gar keine oder wenigstens nur ganz geringe Anfangsspannungen entstehen.

Alles übrige dürfte aus der Zeichnung und der Zusammenstellung hervorgehen.

D. Eisenbalkenbrücken aus Eisenbeton mit nicht biegungsfesten Eiseneinlagen und mit künstlich herbeigeführter Anfangsdruckspannung des Betons.

Das im vorhergehenden Abschnitt behandelte Verfahren ist bei nicht biegungsfesten Eiseneinlagen nicht anwendbar. Ein Verfahren, das sich auch hierfür eignet, ist unter ausdrücklicher Berücksichtigung der Vorläufigen Bestimmungen der Eisenbahndirektion Berlin von M. Koenen in Berlin im „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1907, Nr. 79, S. 520 angegeben. Durchgearbeitete Entwürfe mit Anwendung dieses Verfahrens sind uns zwar noch nicht bekannt geworden, jedoch unterliegt es wohl keinem Zweifel, daß Ausführungen hiernach sehr wohl bewirkt werden können. Die einzige Schwierigkeit wird vielleicht darin bestehen, daß während der ganzen Dauer der Erhärtung des Betons eine scharfe Aufsicht erforderlich erscheint zur Feststellung, daß die künstliche Anspannung andauernd unverändert bestehen bleibt, was bei dem im vorhergehenden Abschnitt behandelten Verfahren ohne große Mühewaltung mit Sicherheit bewirkt werden kann. Die Erläuterung des Verfahrens folge hier durch wörtliche Wiedergabe des betreffenden Teiles des genannten Aufsatzes von M. Koenen:

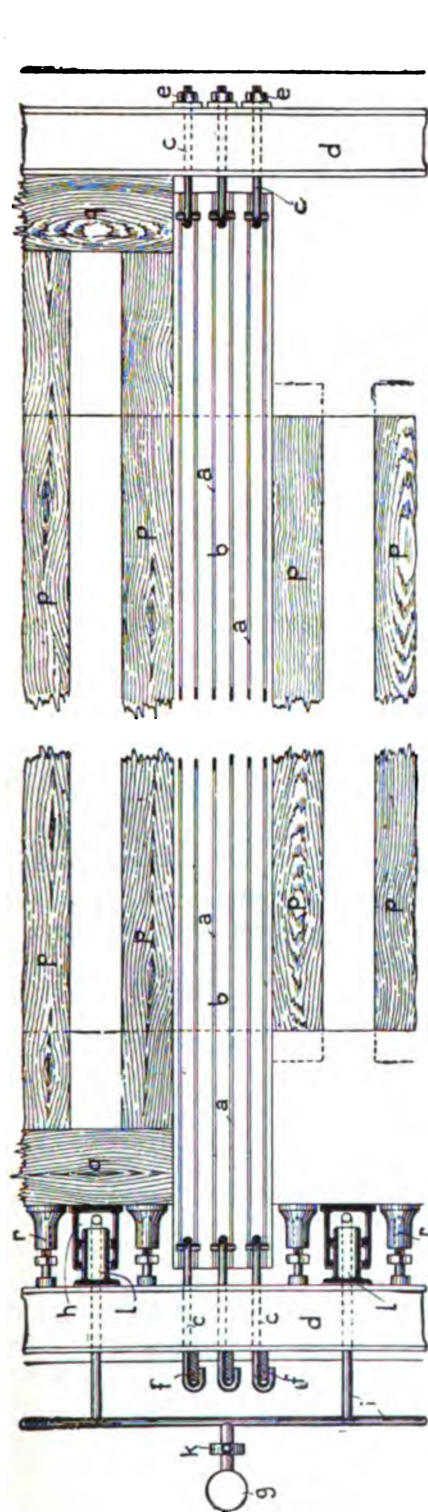


Abb. 70.

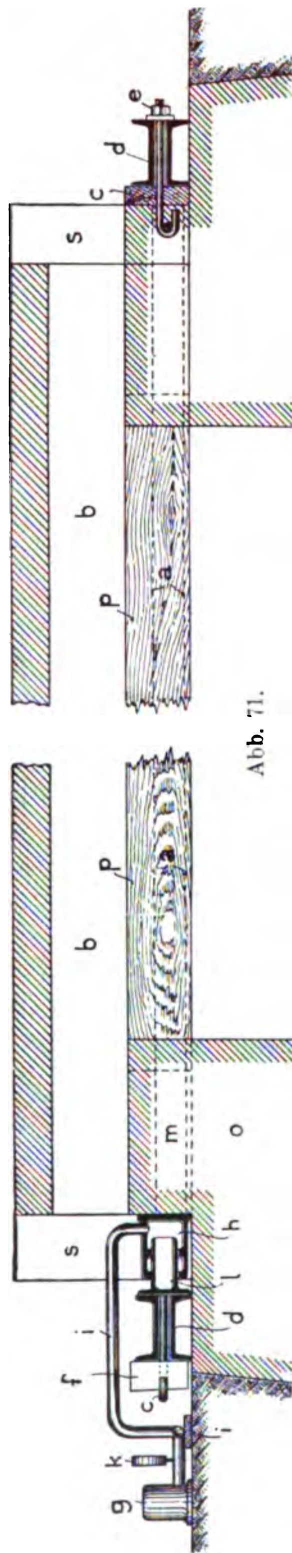


Abb. 71.

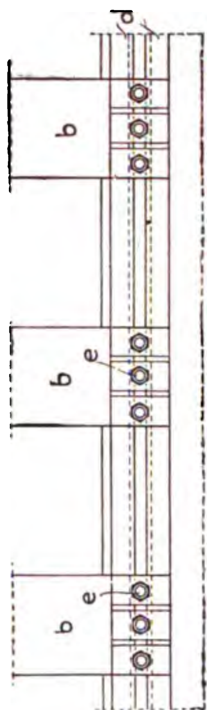


Abb. 73.

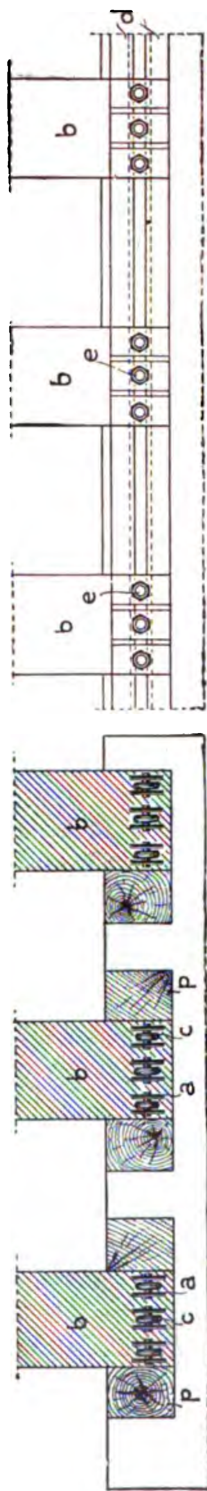


Abb. 72.

Wenn es gelingt, dem Betonzuggurt eine beträchtliche Anfangsdruckspannung zu verleihen, deren Größe während der Bauausführung hinreichend genau bestimmt werden kann, wird es möglich, Über- und Unterführungen mittels Plattenbalken u. dergl. herzustellen, die den neuen eisenbahnbehördlichen Bestimmungen entsprechen.

Hierzu hat M. Koenen ein Verfahren ersonnen, welches eine Anfangsdruckspannung im Zuggurtbeton zu erzeugen geeignet ist, infolgedessen die durch die Belastung hervorgerufene Biegungszugspannung des Betons um die Größe der vorher hineingeführten Anfangsdruckspannung verringert wird. Das Verfahren besteht im wesentlichen darin, daß vor der Betonierung die auf der Zugseite angeordneten Eisenstäbe in Zugspannung versetzt werden mittels einer Spannvorrichtung, die nach beendeter Betonierung und Erhärtung des Betons entfernt wird. Die dann freien Eisenstäbe haben das Bestreben, sich zusammenzuziehen, wobei sie den sie umgebenden Beton vermöge der Haftspannung zusammenpressen.

Die Zeichnung zeigt in Abb. 70 bis 73 die für Eisenbetonbalken dienende Vorrichtung in Grundriß, Längs- und Querschnitten. Die Eisenstäbe *a* des Zuggurtes *b* ragen über die Balkenenden hervor und durchdringen mittels der Verbindungseisen *c* die daneben gelagerten Querhäupter *d*, hinter welchen sie durch Schrauben *e* oder Keile *f* festgelegt werden. Durch Wasserdruckpressen, bestehend aus Preßpumpe *g*, Preßzylinder *h* mit Kolben *l* und Druckrohrleitung *i*, deren Manometer *k* die Ablesung der erzielten Spannung gestattet, wird dann die Anspannung der Eisenstäbe *a* bewirkt. Hierbei stützen sich die Pressen gegen passend zwischen den Balken *b* angeordnete Vorsprünge *m*, die im Zusammenhang mit der Auflagermauer *o* vorher hergestellt sind. Letztere ist noch gegen die gegenüberliegende Auflagermauer abzusteifen durch Streben *p*, welche auch unmittelbar gegen die Auflagerbalken *q* der Pressen wirken können.

Zur Entlastung der Pressen werden Druckschrauben *r* eingestellt, so daß erstere nach Erreichung der erwünschten Spannung nebst der Druckrohrleitung entfernt werden können. Nach vollständiger Erhärtung des Betons werden dann auch die Druckschrauben *r* sowie die Verbindungseisen *c* beseitigt.

Die Balken oder Platten können im Querschnitt rechteckig oder, wie gezeichnet, als Plattenbalken mit Stegen ausgebildet sein. Die Stirnmauern *s* werden zum Schluß, nach Beseitigung der Spannvorrichtung, eingestampft.

Für die Beurteilung der auf die angegebene Weise in dem Eisenbetonbalken erzeugten Anfangsspannungen sei der Hinweis gestattet, daß wegen der exzentrischen Lage der Eiseneinlagen im Balkenquerschnitt auch die Mittelkraft der in Zugspannung versetzten Eiseneinlagen auf die Balkenquerschnitte exzentrisch, also mit achsrechtem Druck und Biegungsmoment einwirkt. Demgemäß wird nach dem Loslassen der angespannten Eisenstäbe neben einer Zusammenpressung des Balkens in seiner Längsrichtung auch eine Aufbiegung oder Krümmung nach oben eintreten, welche der durch die spätere Belastung hervorgerufenen Krümmung nach unten in günstiger Weise entgegenwirkt. Beides, sowohl die achsrechten Druck- als die Biegungsspannungen haben eine elastische Nachgiebigkeit des Betons zur Folge, womit gleichzeitig aber eine entsprechende Entlastung oder ein Nachlassen der anfänglichen Anspannung der Eiseneinlagen verbunden ist.

Der näheren Betrachtung der entstehenden Spannungsverhältnisse werde ein einfacher Eisenbetonbalken mit rechteckigem oder **T**-förmigem Querschnitt, der in bekannter

Weise auf der Zugseite mit Eisenstäben bewehrt ist, zugrunde gelegt. Es möge bedeuten (vergl. Abb. 74):

F_b den Inhalt seines Querschnitts,

F_e desgl. seiner Eiseneinlagen,

J_b das Trägheitsmoment desselben,

σ_{ez} die Anfangszugspannung der Eiseneinlagen nach Wegnahme der Spannvorrichtung und wieder eingetretenem Ruhezustande,

σ_{ez}' die ursprüngliche Zugspannung der Eiseneinlagen unter Einwirkung der Spannvorrichtung,

σ_{bd} die im Beton erzeugte Anfangsdruckspannung in der äußersten Schicht auf der Zugseite,

σ_{bd}' desgl. auf der Druckseite,

a und a' die Abstände der untersten und obersten Betonschicht von der wagerechten Schwerpunktachse des Querschnitts,

e den Abstand der Mittellinie der Eiseneinlagen von derselben Achse;

der Gesamtzug der Eiseneinlagen beträgt dann $F_e \sigma_{ez}$; der durch die zurückstrebenden Eiseneinlagen durch Vermittlung des Haftwiderstandes im Beton hervorgebrachte achsrechte Druck beträgt dann ebenfalls $F_e \sigma_{ez}$ und das gleichzeitig wirkende Biegungsmoment $F_e \cdot \sigma_{ez} \cdot e$; daher ist die in der untersten Betonschicht erzeugte Anfangsdruckspannung

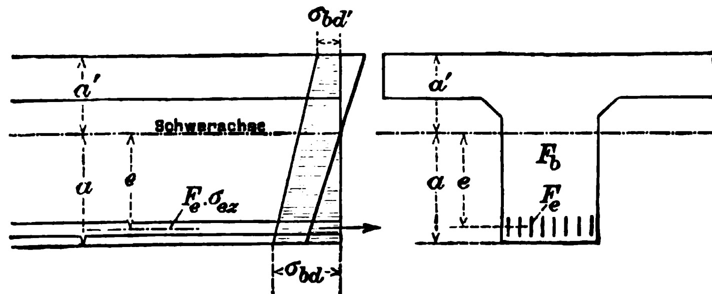


Abb. 74.

$$\sigma_{bd} = \frac{a \cdot F_e \cdot \sigma_{ez} \cdot e}{J_b} + \frac{F_e \cdot \sigma_{ez}}{F_b} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Zur Erzielung einer gegebenen oder angenommenen Anfangsdruckspannung σ_{bd} wird hieraus die erforderliche Anfangszugspannung des Eisens

$$\sigma_{ez} = \sigma_{bd} \frac{J_b \cdot F_b}{aeF_e \cdot F_b + F_e \cdot J_b} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1\,a)$$

Die ursprüngliche Zugspannung des Eisens σ_{ez}', womit die für die Spannvorrichtung erforderliche Zugkraft zu berechnen ist, muß nun etwas größer sein als σ_{ez}, und zwar um den Spannungswert, welcher der Zusammenpressung des Betons entspricht; letztere ist

$$\frac{\sigma_{bd} \cdot \frac{e}{a}}{E_{bd}},$$

wenn E_{bd} den Druckelastizitätsmodul des Betons bezeichnet; nennt man noch E_{ez} den Zugelastizitätsmodul für Eisen, so wird die erforderliche ursprüngliche Anfangszugspannung des Eisens

$$\sigma_{ez}' = \sigma_{ez} + \frac{E_{ez}}{E_{bd}} \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{e}{a}$$

oder, nach Einsetzung des obigen Wertes für σ_{ez} und des Wertes für $\frac{E_{ez}}{E_{bd}}$, der nach den Vorschriften 10 betragen soll,

$$\sigma_{ez}' = \sigma_{bd} \left(\frac{F_b J_b}{aeF_e \cdot F_b + F_e \cdot J_b} + 10 \frac{e}{a} \right) \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

Hieraus folgt die Größe der auf die gesamte Eiseneinlage des Balkens entfallenden, von der Spannvorrichtung zu leistenden Zugkraft

$$Z = \sigma_{bd}\left(\frac{F_b \cdot J_b}{a e F_b + J_b} + 10 \cdot F_e \cdot \frac{e}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Die Anfangsspannung in der obersten Betonschicht ergibt sich ähnlich wie σ_{bd} (durch Gleichung 1), und zwar ist

$$\sigma_{bd}' = -\frac{a \cdot F_e \cdot \sigma_{ez} \cdot e}{J_b} + \frac{F_e \cdot \sigma_{ez}}{F_b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Der die Erzeugung der Betondruckspannungen vermittelnde Haftwiderstand T zwischen Eisen und Beton folgt aus der Länge l des Balkens und seiner Eiseneinlagen und dem Umfang U des Querschnitts der letzteren, und zwar ist die Haftspannung

$$T = \frac{F_e \cdot \sigma_{ez}}{U \cdot \frac{l}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

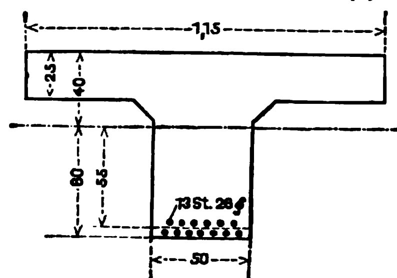


Abb. 75.

Beispiel. Bei nebenstehendem Eisenbetonbalkenquerschnitt betrage die rechnungsmäßige Betonzugspannug der untersten Betonschicht 40 kg/cm²; diese soll auf 20 kg/cm² gebracht werden; σ_{bd} soll demnach $40 - 20 = 20$ kg/cm² betragen. Nach den gewählten Abmessungen beträgt (Abb. 75):

$F_b =$ rd. $1{,}15 \cdot 0{,}25 + 0{,}75 \cdot 0{,}50 = 0{,}6625$ m²

$F_e =$ rd. 69 cm²

$$J_b = \frac{0{,}50 \cdot 0{,}60^3}{3} + \frac{1{,}15 \cdot 0{,}40^3}{3} - \frac{0{,}65 \cdot 0{,}15^3}{3} = 0{,}0598 \text{ m}^4$$

Balkenlänge $l = 10{,}0$ m.

Es wird zunächst nach Gleichung (1a) die erforderliche Zugspannung der Eiseneinlagen in der Ruhelage

$$\sigma_{ez} = 20 \cdot \frac{5\,980\,000 \cdot 6625}{60 \cdot 55 \cdot 69 \cdot 6625 + 69 \cdot 5\,980\,000} = \text{rd. } 412 \text{ kg/cm}^2,$$

demnach ist die ursprüngliche, durch die Spannvorrichtung hervorzubringende Zugspannung

$$\sigma_{ez}' = 412 + 10 \cdot 20 \cdot \frac{55}{60} = 595 \text{ kg/cm}^2.$$

Also beträgt die gesamte, von der Spannvorrichtung auszuübende Zugkraft

$$Z = 595 \cdot 69 = 41\,055 \text{ kg}.$$

Für die Wasserdruckpressen von 20 cm Kolbendurchmesser, deren je zwei auf einen Balken entfallen, ergibt sich somit ein Druck von

$$\frac{41\,055}{2 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}} = 653 \text{ Atm.}$$

Die in der Oberkante des Querschnitts erzeugte Druckspannung des Betons ist

$$\sigma_{bd}' = -\frac{40 \cdot 69 \cdot 412 \cdot 55}{5\,980\,000} + \frac{69 \cdot 412}{6625} = -6{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

(also Zugspannung).

Die Haftspannung ist

$$T = \frac{69 \cdot 412}{13 \cdot 2{,}6 \cdot \pi \cdot 500} = 0{,}54 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Eisenbetonschwellen.

Bearbeitet von Dr. Ing. **R. Bastian,** Biebrich a. Rh.

1. Einleitung.

Der Gedanke, Eisenbeton zu Eisenbahnschwellen zu verwenden, ist genau so alt wie der Eisenbeton selbst. Moniers Patentzeichnungen vom Jahre 1877 enthielten bereits Eisenbetonschwellen in einer vortrefflich ausgebildeten Form, die den Beanspruchungen der Schwelle besser wie manche später erfundene gerecht wurde und daher heute noch volle Beachtung verdient. Die ersten praktischen Versuche in befahrenen Eisenbahngleisen wurden dagegen erst in den neunziger Jahren angestellt und führten vielfach zu Mißerfolgen. Die mit den verschiedenen Systemen gemachten Erfahrungen haben aber doch allmählich dazu geführt, daß man der zweckmäßigsten Form der Eisenbetonschwelle näher gekommen ist, und daß man hoffen darf, von der endgültigen Lösung des Problems nicht mehr allzuweit entfernt zu sein.

Sicher wären wir in der Lösung des Problems schon weiter fortgeschritten, wenn wir nicht nur auf die Angaben der Erfinder angewiesen wären, von denen wir immer nur hören, daß sie von den gemachten Erfahrungen vollauf befriedigt sind, daß sich die Schwellen tadellos gehalten haben und — daß im nächsten Jahre eine neue, gründlich verbesserte Type erscheint.

Die Bedeutung der ganzen Frage wird sofort klar, wenn wir einmal ihre wirtschaftliche Seite betrachten: Bei einer durchschnittlichen Lebensdauer einer Holzschwelle von 10 Jahren ergibt sich für 1 km Eisenbahn ein jährlicher Bedarf von etwa 100 Schwellen. Nimmt man an, daß etwa 500 000 km der Bahnen mit Holzschwellen ausgerüstet sind, so ergibt sich für die Bahnen der Erde ein Jahresbedarf von 50 Millionen Holzschwellen. Das ist eine stattliche Ziffer, die sicher nicht zu hoch gegriffen ist, und es läßt sich leicht denken, daß die Deckung eines solchen Holzbedarfs, der außerdem noch fortwährend zunimmt, selbst auf die Bestände der waldreichsten Länder verheerend wirken muß. Diese Erkenntnis ist an maßgebenden Stellen natürlich längst durchgedrungen. So wird zur Zeit im Petersburger Ministerium ein Entwurf ausgearbeitet, der den Ersatz der hölzernen Schwellen durch eiserne bezweckt und der schnellen Verminderung der russischen Waldbestände eine Grenze setzen soll. Selbst das holzreiche Argentinien, das in seinem Quebrachoholz ein ganz vorzügliches Material für Holzschwellen besitzt, importiert seit einigen Jahren aus Deutschland ganz bedeutende Mengen eiserner Schwellen.

Insgesamt erfordert die Unterhaltung des Oberbaues, die Regulierung der Gleise, das Unterstopfen und die Auswechslung der Schwellen einen jährlichen Kostenaufwand, den der Baudirektor W. Ast im Jahre 1895 schon auf 350 Millionen Mark beziffert hat, und den man heute wohl auf eine halbe Milliarde veranschlagen kann.

Man sieht, hier verlohnt sich die Mühe, Verbesserungen zu erdenken, und hier öffnet sich dem Eisenbeton ein unbegrenztes Feld der Tätigkeit, wo er seine wirtschaftliche Tüchtigkeit erweisen kann.

2. Zweck der Schwellen.

Die Gleise der Eisenbahnen sind zwangläufige Verkehrsstraßen, welche die bei der Fortbewegung der Fahrzeuge auftretenden Kräfte aufnehmen und auf den Erdboden übertragen. Infolge der Bauart der Fahrzeuge und ihrer großen Fahrgeschwindigkeit sind die von den Schienen aufgenommenen Kräfte so groß, daß es nur in besonderen Fällen angeht, die Fahrschienen direkt auf die Erde zu verlegen. Die Schienen erhalten daher, um die Angriffe auf den Erdboden zu vermindern, in der Regel Fundamente aus Stein, Holz oder Eisen, die im Laufe der Jahre in der verschiedensten Art und Weise ausgebildet wurden.

Ganz allgemein erblickt man heute die zweckmäßigste Form des Eisenbahnoberbaues darin, die Schienen erst auf besonderen Unterlagen, den Schwellen, zu befestigen und dann in einer je nach der Beschaffenheit des Untergrundes mehr oder weniger starken Bettung aus Kies oder Steinschlag zu verlegen. In dieser Anordnung hat die Schwelle folgende Aufgaben zu erfüllen:

Der auf die Schienen ausgeübte Druck muß durch die Schwellen so weit verteilt werden, daß die Pressung der Bettung und ihre unvermeidlichen Formänderungen innerhalb der durch Betriebsrücksichten bestimmten Grenzen bleiben. Die Schwellen erfahren hierbei eine Beanspruchung auf Druck und — infolge ihrer elastischen Unterstützung — auch noch auf Biegung. Daneben muß das innere Gefüge ihres Materials den fortwährenden dynamischen Wirkungen der bewegten Lasten widerstehen.

Um die Spurweite der Gleise unverändert zu erhalten, müssen die Schwellen den Schienen eine dauernde Sicherheit gegen Verdrehungen und Verschiebungen in ihrer Querrichtung gewähren. Die Übertragung der Seitenkräfte, die bis $1/_6$ der lotrechten betragen, von den Schienen auf die Schwellen soll durch möglichst einfache Befestigungsmittel ohne Mitwirkung der Reibung und von den Schwellen auf die Bettung lediglich durch die Reibung erfolgen. Die Anordnung der Schienenbefestigung muß derart geschehen, daß die in Kurven nötigen Spurerweiterungen durch kleine Änderungen für verschiedene Gleisradien durchführbar sind, und daß außerdem notwendige Überhöhungen leicht ausgeführt werden können. Sofern die Schienen eine Querneigung erhalten, sollen Veränderungen in der Neigung und dadurch bedingte Spurerweiterungen dauernd verhindert werden. Das geschieht am besten durch Verwendung keilförmiger Unterlagsplatten auf geraden Schwellen, welche gleichzeitig eine gute Druckverteilung von der Schiene auf die Schwelle und eine ganz wesentliche Verstärkung der Schienenbefestigung zur Folge haben.

Die Schwellen müssen ferner die Verschiebungen der Schienen in ihrer Längsrichtung, das sogenannte Wandern, verhindern. Zu diesem Zweck muß die Schiene mit der Schwelle, die infolge ihrer Reibung einer Verschiebung in der Bettung entgegenwirkt, in eine feste Verbindung gebracht werden. Die Verbindung erfolgt meistens am Schienenstoß durch die Schienenlasche, welche die Schwelle als Mitnehmer umgreift. Infolge dieser Anordnung können die durch die Wärme hervorgerufenen Längenänderungen der Schienen ungehindert vor sich gehen. Neuerdings werden die Schienen in ihrer Mitte durch besondere Stemmlaschen festgehalten, so daß sie sich nach beiden Seiten frei ausdehnen können.

Schließlich sollen die Schwellen noch die Möglichkeit gewähren, die Schienen derart zu stoßen, daß eine möglichst vollkommene Kontinuität des Schienenstranges erzielt wird.

3. Arten der Schwellen.

Als Arten der Schwellen kommen in Betracht: Einzelunterlagen, die jede Schiene für sich in einzelnen Punkten unterstützen; Langschwellen, die jede Schiene der ganzen Länge nach unterstützen, und Querschwellen, die beiden Schienen in gewissen Abständen eine gemeinsame Unterstützung bieten; Platten, die die Schiene der Länge und Quere nach durchgehends unterstützen.

a) Einzelunterlagen.

Die Unterstützung der Schienen in einzelnen Punkten war eine der ersten Ausführungsarten des Oberbaues und geschah meistens durch Unterlage von Steinwürfeln. In England wurden solche Steinunterlagen zuerst und in Verbindung mit dem dort üblichen Stuhlschienenbau vielfach angewendet. Da die Fahrt auf Steinwürfeln aber als hart und geräuschvoll empfunden wurde, kamen sie in Mißkredit, bis einige deutsche Eisenbahnverwaltungen sie mit den breitbasigen Schienen in Verbindung brachten und so gute Ergebnisse erzielten, daß anfangs der siebziger Jahre etwa 600 km der deutschen Bahnen mit Steinwürfeln unterschwellt waren.

Die Steine hatten gewöhnlich eine quadratische Grundfläche von 50 bis 60 cm Seitenlänge bei 25 bis 40 cm Höhe. Unter den Schienenstößen wurden größere Steine verwendet. Nach den damals gemachten Erfahrungen erwiesen sich nur festere Sandsteinsorten, Granit, Marmor, Dolomit, als geeignet, weiche Sandsteine bewährten sich nicht. Die Befestigung der Schienen erfolgte mittels Hartholzdübel, die in 3 bis 4 cm weite Dübellöcher eingesetzt wurden. Die Dübel wurden mit Teeröl getränkt, in die zur Hälfte mit heißem Teer gefüllten Dübellöcher eingetrieben und dann noch mit Asphaltzement übergossen. Dann wurden sie vorgebohrt und die Hakennägel eingetrieben.

Um den Schienendruck auf den Stein gleichmäßig zu verteilen und die Stöße abzuschwächen, hat man elastische Zwischenlagen von geteertem Filz, Asphaltfilz oder auch Holzplatten verwendet. Auf der Taunusbahn wurden starke Holzplatten von der Breite des Schienenfußes in eine 10 mm tiefe Nut des Steines eingelegt und damit die besten Ergebnisse erzielt. Insbesondere wurde der harte Ton des Zuggeräusches ganz aufgehoben. Bei der Hannoverschen Bahn, wo die Nuten wahrscheinlich zu scharf eingeschnitten waren, haben sich diese Holzunterlagen dagegen gar nicht bewährt und in den meisten Fällen durch Aufquellen die Steine gesprengt.

Das unangenehme Gefühl des härteren und geräuschvolleren Fahrens kann auch noch gemildert werden, wenn dafür gesorgt wird, daß die Steine möglichst bald ein festes und sattes Lager erhalten. Nach den Erfahrungen der bayerischen Staatsbahn gewährten die Steinwürfel bei sorgfältiger Unterhaltung einen gleich ruhigen Gang und eine ebenso große Sicherheit gegen Spurerweiterungen wie Schwellen.

In Kurven von kleinerem Halbmesser als 750 m erwies sich eine Sicherung der Spurweite durch eiserne Stangen als unbedingt nötig. In flachen Bogen und geraden Strecken kann diese Verbindung fortbleiben, wenn die Steine ein genügendes Gewicht haben, das die von der Schiene ausgeübten seitlichen Kräfte und die dabei auftretenden großen Bodenpressungen am äußeren Rande auf das zulässige Maß vermindert. Um die letztgenannte Wirkung noch zu verstärken, wurden die Steine an ihrer äußeren Seite noch mit Bettungsmaterial fest hinterstopft.

Die Steinwürfel dürfen nur in Strecken verwendet werden, wo der Unterbau auf festen, gewachsenen Boden zu liegen kommt, in Einschnitten oder auf Dämmen, die sich so weit gesetzt haben, daß ihre Festigkeit der des gewachsenen Bodens gleich-

kommt. Selbst dann sind Setzungen einzelner Steinwürfel nicht zu vermeiden, infolge ihres großen Gewichts ein planmäßiges Höherlegen der Steine durch Unterstampfen jedoch sehr schwierig.

Es ist leicht einzusehen, daß sich deshalb die allgemeine Anwendung der Steinwürfel für Hauptbahnen von selbst verbietet.

b) Langschwellen.

Hölzerne Langschwellen besitzen eine für die Erhaltung des Betriebsmaterials günstige Elastizität und erfordern weniger Holz wie das Querschwellensystem. Da sie zudem die Schienen auf ihre ganze Länge unterstützen, hielt man sie eine Zeitlang für die besten Schienenunterlagen, so daß sie seinerzeit nach dem Vorgang der englischen Great Western-Bahn auch in Deutschland vielfach Eingang fanden. Es zeigten sich aber bald große Nachteile; die langen, kantigen Schwellen werden sehr leicht windschief und geben den Schienen dann eine ungleiche Auflage. Die zur Sicherung der Spurweite unter den Langschwellen liegenden Querschwellen veranlassen wellenförmige Bewegungen der Züge und erschweren das Unterstopfen. Die Entwässerung des Oberbaues ist nahezu unmöglich, da die Langschwellen mit den Querschwellen zusammen förmliche Kasten bilden, in denen das Wasser stehen bleibt und das Holz bald zerstört.

Eiserne Langschwellen wurden dagegen mit größerem Erfolg hauptsächlich in Deutschland eingeführt. Sie weisen gegenüber den Querschwellen die Vorteile auf, daß infolge der stetigen Unterstützung der Schienen ein schwächeres Schienenprofil verwendet werden konnte, dessen Abnutzung und Auswechslung weniger kostspielig war. Außerdem konnte die Legung des Oberbaues sehr rasch, mit maschinenmäßiger Genauigkeit und Schnelligkeit geschehen

Dagegen ist bei Langschwellen die Druckverteilung auf die Bettung nicht so günstig wie bei Querschwellen, so daß allmählich Veränderungen des Untergrundes eintreten, wie sie in Abb. 1 dargestellt sind. Die unter den Langschwellen entstehenden Mulden des Untergrundes verhindern eine gute Entwässerung und führen allmählich zu seiner Durchweichung, so daß die Erhaltung einer guten Gleislage die

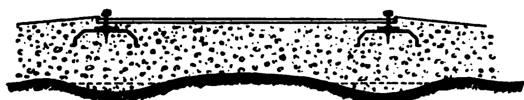


Abb. 1. Querschnitt durch einen Langschwellen-Oberbau.

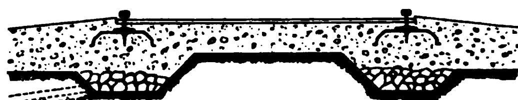


Abb. 2. Querschnitt durch einen Langschwellen-Oberbau mit Packlage.

größten Schwierigkeiten macht. Man hat diesem Mißstand durch Anordnung eines Längsgefälles, durch Anlage von Packlagen und Sickerschlitzen abzuhelfen gesucht, wie Abb. 2 zeigt. Auf schlechtem Untergrund, der viel Ton oder Letten enthielt, brachten auch diese Mittel keine dauernde Hilfe. Die war nur durch Ersatz der Langschwellen durch Querschwellen zu schaffen. Langschwellen sind also nur für gute Untergrundverhältnisse geeignet.

Dazu kommen noch die Schwierigkeiten in der Erhaltung der Spurweite und Querneigung der Schiene, der geringe Widerstand in der Bettung gegen wagerecht wirkende Kräfte, so daß auch die eisernen Langschwellen heute von den Hauptbahnen nahezu ganz verschwunden sind.

c) Querschwellen.

Die Querschwellen haben die größte Anwendung bei Bahnen auf eigenen Planien gefunden, da sie den unter 2 angegebenen Bedingungen am besten entsprechen. Zur Zeit sind mehr als 96 vH. aller Gleise im Bereich des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen auf Querschwellen gelagert. Von diesen waren im Jahre 1896 21 vH. aus Eisen und 79 vH. aus Holz; in Österreich-Ungarn lagen zu dieser Zeit noch 99 vH. hölzerne Querschwellen, in der Schweiz nur 51 vH.

Das Verhältnis der eisernen Schwellen zu den hölzernen verschiebt sich jetzt immer mehr zugunsten der ersteren, da der Bedarf an neuen Schwellen heute zu gleichen Teilen vom Eisen und Holz bestritten wird. Die Holzschwellen haben eine verhältnismäßig große Masse, eine tiefe Lage und große Reibung in der Bettung, was ihnen eine gewisse Überlegenheit vor eisernen gibt. Ein Vorzug der Holzschwelle ist auch die „Verarbeitungsfähigkeit" der Stoßwirkungen, die durch die Elastizität des Holzes bedingt ist, wogegen ihre Veränderlichkeit in der Güte des Materials und ihre kurze Lebensdauer ein großer Nachteil ist.

Die Querschwellen geben dem Oberbau eine große Auflagerfläche in der Bettung und gestatten den leichten Abfluß der atmosphärischen Niederschläge unter den Schienen quer durch die Bettung. Sie sind leichter als Steinwürfel und Langschwellen in ihrer Lage zu erhalten und zu unterstopfen und gewähren die größte Sicherheit in der Erhaltung der Spurweite und der Querneigung der Schienen.

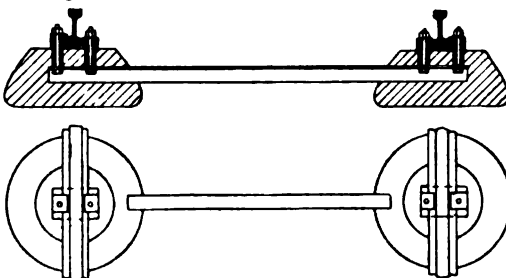
Dagegen ist als nachteilig anzuführen: die auf den einzelnen Schwellen befestigten Schienen sind in größeren Abständen nicht unterstützt und müssen deshalb eine höhere Tragfähigkeit und ein größeres Gewicht als bei Langschwellen erhalten. Der Übergang an den Stößen wird im allgemeinen mehr empfunden als bei Langschwellen.

4. Schwellen aus Beton und Eisenbeton.

a) Einzelunterlagen.

Für Einzelunterlagen aus Beton oder Eisenbeton gilt, was unter 3a gesagt wurde. Die dort beschriebenen, früher häufiger verwendeten Steinschwellen können, wenn sie aus Beton hergestellt werden, noch dadurch verbessert werden, daß für die Befestigung der Schiene gleich zweckentsprechende Mittel einbetoniert werden, wie dies bei der nachstehenden Anordnung auch geschehen ist.

Die Schwelle von Bergmann u. Jaußner (1) besteht aus zwei Betonformstücken in Gestalt von Kegelstümpfen, die durch ein Winkeleisen miteinander verbunden sind. Das Winkeleisen dient weniger zur Verstärkung des Betons als zur Erhaltung der Spurweite und zur sicheren Befestigung der Schienen. Die Schiene wird durch zwei Klemmplättchen auf einer eisernen Unterlagsplatte festgespannt und mit zwei durch das Winkeleisen greifenden Schrauben auf den Betonkörpern befestigt. Zwischen Unterlagsplatte und Beton befindet sich eine stoßmildernde Lage von Holz oder Filz. Um zu verhindern, daß sich die Schrauben allmählich im Beton lockern und ihn zerstören, sind auf die Winkeleisen Rohrstutzen aufgeset ztund einbetoniert, in denen die Schrauben frei spielen können. Die ganze Anordnung ist aus Abb. 3 zu ersehen.


Abb. 3. Schwelle von Bergmann u. Jaußner.

Abgesehen von den Gründen, die teils für, teils gegen die Verwendung von Einzelunterlagen sprechen, scheint diese Konstruktion zu leicht und auch deshalb nicht ganz zweckentsprechend, weil die Befestigungsmittel nicht auswechselbar sind, so daß der Defekt einer Schraube die ganze Schwelle unbrauchbar macht.

b) Langschwellen.

Unter 3b sind die Gründe dargelegt, welche dazu geführt haben, die hölzernen und eisernen Langschwellen durch Querschwellen zu ersetzen. Bei Verwendung von Beton für Langschwellen ergeben sich aber doch wieder neue Gesichtspunkte und gewisse Vorteile, die dazu führen könnten, dort, wo der Untergrund nicht übermäßig schlecht ist, Langschwellen den Vorzug vor den Querschwellen zu geben. Insbesondere sind es die amerikanischen Ingenieure, welche von den Betonlangschwellen eine wesentliche Verbesserung des Eisenbahnoberbaues erwarten (2). Aus folgenden Gründen:

Die Querschwellen bieten den Schienen nur dann eine genügende Unterstützung, wenn sie gleichmäßig und gut unterstopft sind. Die Erhaltung einer dauernd guten Gleislage erfordert daher heute einen riesigen Aufwand an Unterhaltungskosten, und es ist nur natürlich, daß eine Konstruktion, die eine weniger häufige Nacharbeit erfordert, auch dann noch eine wesentliche Kostenersparnis und Verbesserung bedeutet, wenn sie erheblich größere Anlagekosten erfordert. Die Schwellenlage wird nun um so besser sein und um so weniger Nachstopfen bedürfen, je tiefer sie in der Bettung liegt, ganz wie bei einem Fundament, das um so besser ist, je tiefer es gegründet wird. In diesem Umstand ist ja auch ein anerkannter Vorzug der Holzschwellen vor den eisernen begründet. Es ist aber praktisch nicht möglich, mit Querschwellen eine größere Gründungstiefe zu erzielen als mit Holzschwellen, da sonst — bei dem heute üblichen Schwellenabstand — das Unterstopfen unmöglich wird. Eine Vergrößerung des Schwellenabstandes ist aber mit Rücksicht auf die Beanspruchung und Stärke der Schienen nicht angängig.

Die Betonlangschwelle gestattet eine tiefere Gründung und gewährt daher deren unbestreitbaren Vorteile. Daneben hat sie noch den weiteren Vorteil, daß die Schiene, nachdem sie in allen Punkten unterstützt ist, kaum mehr auf Biegung beansprucht wird und infolgedessen nur mehr den Angriffen der Räder Widerstand leisten und den Raddruck so weit verteilen muß, daß die Pressung des Betons das zulässige Maß nicht überschreitet. Die Schiene kann also bedeutend schwächer gehalten und die Kosten, welche infolge der Abnutzung und Auswechslung der Schienen entstehen, können wesentlich vermindert werden. Der so häufig unternommene und ebenso oft mißlungene Versuch, einen geteilten Oberbau herzustellen, um Abnutzung und Auswechslung der Schienen weniger kostspielig zu gestalten, kann also durch Verwendung genügend starker Betonlangschwellen einer befriedigenden Lösung zugeführt werden.

Nachstehend sind die bisher bekannt gewordenen Konstruktionen dieser Art beschrieben.

Betonlangschwellen nach R. D. Culver (3).

Diese für Straßenbahnen bestimmte Konstruktion, die in den Lichtbildern, Abb. 4 u. 5, dargestellt ist, besteht aus zwei voneinander unabhängigen Langschwellen aus Beton, von hinreichender Stärke, um die Achslasten der Fahrzeuge aufzunehmen. In der Oberfläche der Langschwellen sind in Abständen von etwa 35 cm quadratische Vertiefungen von zweierlei Größe abwechselnd ausgespart.

Die größeren dieser Vertiefungen sind für die Unterstützung der Schienen bestimmt und tief genug, um eine Lage Sand oder eine andere elastische Unterlage aufzunehmen. Auf die Sandlage kommt ein Block aus gebranntem Ton oder imprägniertem Holz, der ein wenig über die Betonschwelle hervorragt. Die Blöcke haben oben eine Rille von der Breite des Schienenfußes, in der die Schiene liegt, und die deren seitliche Verschiebungen verhindert. Nach sorgfältigem Ausrichten der Blöcke wird erst eine dünne Schicht Teer oder Asphalt auf die Sandlage gegossen, dann die Blöcke wieder eingebracht und der freie Raum zwischen Block und Beton mit Bitumen ausgegossen, wodurch eine wasserdichte und elastische Verbindung zwischen den Blöcken und der Schwelle geschaffen wird.

Die Befestigung der Schienen auf den Schwellen geschieht in den kleineren Vertiefungen und in der Weise, daß die Befestigungsschrauben an genügend starken einbetonierten Ankern eingehängt werden. Wenn die Schrauben in ihre endgültige Lage



Abb. 4. Betonlangschwellen nach R. D. Culver.



Abb. 5. Probestrecke mit Langschwellen nach R. D. Culver.

gebracht sind, werden die Vertiefungen mit Sand oder einem anderen geeigneten Material ausgefüllt und mit einem wasserdichten Überzug aus Bitumen versehen. Infolge dieser Anordnung können die Schrauben kleine Bewegungen, der Anstrengung der Fahrschiene folgend, ausführen, ohne den Beton zu zerstören, und ohne daß die Schiene an ihrer festen Lage verliert.

Die besonderen Vorzüge dieses Systems sind neben den bereits genannten die große Elastizität der Unterstützungspunkte bei guter und zuverlässiger Gleislage, die Möglichkeit leichter Auswechslung der Befestigungsmittel und der Schienenunterstützung, ohne daß Bettung und Schwellen in Mitleidenschaft gezogen werden. Ein weiterer Vorteil besteht für Straßenbahnen bei lebhaftem Straßenverkehr darin, daß die Schienenunterstützungen bei ihrer Unabhängigkeit voneinander getrennt ausgeführt werden können, und deshalb nur ein schmaler Streifen der Straße dem Verkehr entzogen zu werden braucht.

Gleisstreifen aus Beton (4)

unterscheiden sich von den vorgeschriebenen Betonlangschwellen dadurch, daß die Schwellen gleichzeitig als Fahrschienen dienen. Mr. Z. T. Sweeny in Columbus, Ind., sucht zur Zeit in Amerika derartige Betonbahnen für Motorwagenlinien einzuführen. Über die Konstruktion dieser Gleisstreifen (Abb. 6) ist wenig zu sagen. Die Betonbalken *b*, welche bei schlechten Untergrundverhältnissen durch Eiseneinlagen genügend verstärkt und biegungsfest gemacht werden können, werden in nicht zu großen Abständen durch Querträger *a* miteinander verbunden und erhalten zur Führung der Räder die seitlichen Flanschen *c*. Diese Führungsflanschen können, wenn die Gleisstreifen etwas breiter gemacht werden, sehr zum Vorteil der Straße wegbleiben. Dann werden auch schlechte Straßen dem Verkehr mit besseren Fahrzeugen zugänglich, und wenn die Motorlinien zu einem System ausgebaut werden, als wertvolle Ergänzung des Bahnnetzes dienen. Abseits von den großen Verkehrsstraßen liegende Orte können auf diese Weise einfacher und billiger wie mit Lokalbahnen an die Hauptlinien angeschlossen werden. Man weiß ja, wie schwer den Verwaltungen der Bau notwendiger aber unrentabler Lokalbahnen wird, und daß auch anerkannte Verkehrsbedürfnisse oft nur deshalb nicht befriedigt werden können, weil derartige Lokalbahnen die Rente des ganzen Netzes herabdrücken. Das entfällt alles bei Bahnen aus Beton, die im Anschluß an bestehende Straßen ohne Grunderwerb und mit geringen Kosten hergestellt werden können. Solche Betonbahnen sind immer rentabel und können meist ohne die beim Bau von Lokalbahnen nötigen, oft jahrzehntelangen Vorverhandlungen ausgeführt werden. Sie dienen ebensogut dem örtlichen wie dem großen Verkehr und können wie die Lokalbahnen den Hauptbahnen den Weg bereiten.



Abb. 6. Gleisstreifen aus Beton.



Abb. 7. Langschwelle für elektrische Bahnen mit unterirdischer Stromzuführung.

Langschwellen für elektrische Bahnen mit unterirdischer Stromzuführung (5).

Wir geben hier noch in zwei Lichtbildern (Abb. 7 u. 8), die wir dem „Cement“ entnehmen, die Konstruktion einer besonderen Art Betonlangschwelle, wie sie von J. G. White in London bei der Elektrisierung der dortigen Pferdebahn verwendet wird. Der Beton erhält hier unter der Schiene Längsschlitze, in denen die Zuleitungsdrähte für den

elektrischen Strom liegen, die auf Isolatoren in den seitlich von der Schiene einbetonierten Kästen verlegt werden.

Daß derartige Konstruktionen am besten und billigsten in Beton ausgeführt werden, ist natürlich; es soll auch nur darauf hingewiesen werden, wie leicht bei entsprechender Verstärkung und Bewehrung der Langschwelle sich die Vorrichtungen für die Stromzuführung mit der Tragkonstruktion der Schiene verbinden lassen.



Abb. 8. Langschwelle für elektrische Bahnen mit unterirdischer Stromzuführung.

Moniers Langschwelle aus Eisenbeton,

deren Konstruktion schon in den ersten Monierpatenten vom Jahr 1877 angegeben ist, soll hier nicht unerwähnt bleiben. Die Form dieser Langschwelle ist ganz den damals üblichen eisernen Langschwellen nachgebildet, und es gilt daher auch für sie, was darüber unter 3b gesagt worden ist. Das Patent enthielt keinerlei Angaben über die vorgesehenen Befestigungsmittel, auch ist nichts bekannt geworden, ob es überhaupt zu ernstlichen Ausführungen und Versuchen mit dieser Art Schwellen gekommen ist.

Von den beigegebenen Abbildungen, die den Patentzeichnungen Moniers entnommen sind, gibt Abb. 9 die Ansicht einer Schwelle für gerade, Abb. 10 für gekrümmte Strecken wieder. Abb. 11 stellt das Eisengerippe und Abb. 12 den Querschnitt der Schwelle dar.

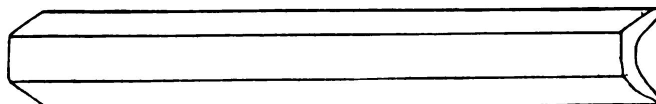


Abb. 9. Eisenbetonlangschwelle von Monier.

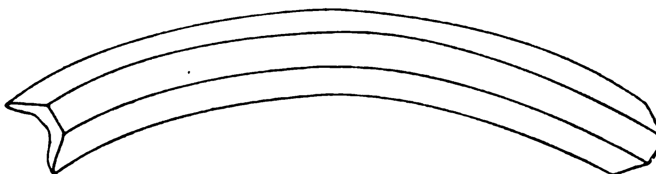


Abb. 10. Langschwelle für Kurven nach Monier.

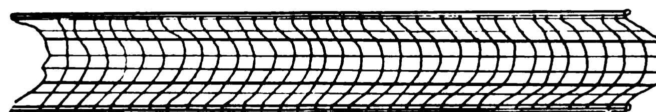


Abb. 11. Eiseneinlagen der Monier-Langschwellen.

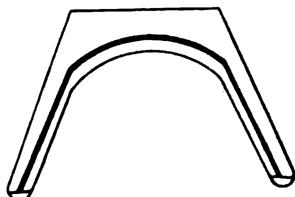


Abb. 12. Querschnitt der Monier-Langschwellen.

c) Querschwellen.

Die äußere Form der Querschwellen, insbesondere die Größe der Auflagerfläche, die für eine gute Übertragung des Schienendrucks auf die Bettung nötig ist, hängt hauptsächlich von der Größe des zulässigen Bettungsdrucks ab. Für Holzschwellen

genügen erfahrungsgemäß 24 bis 26 cm Breite, 270 cm Länge bei 15 bis 16 cm Höhe. Diese Abmessungen muß im allgemeinen auch eine Eisenbetonschwelle erhalten, wenn der zulässige Bettungsdruck nicht überschritten werden soll.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß die praktische Verwendbarkeit einer Eisenbetonschwelle hauptsächlich von der richtigen Ausbildung der Schienenauflage und Schienenbefestigung auf der Schwelle abhängt. Auch die bestarmierte Schwelle ist unbrauchbar, wenn die Befestigungsmittel Schiene und Schwelle nicht derart verbinden, daß den lotrechten und wagerechten Kräften dauernd ein genügender Widerstand entgegengesetzt werden kann.

Die eben genannten lotrechten Kräfte entstehen durch die Schwankungen der abwechselnd belasteten und entlasteten Schienen und streben ein Ausziehen der Befestigungsmittel an. Diese werden sich also lockern, wenn sie den Kräften keinen genügenden Widerstand bieten können. Ist einmal eine Lockerung erfolgt, so treten die Kräfte in verstärktem Maße auf, und es entstehen beim Passieren der Züge rasch aufeinander folgende Schläge, die für den Bestand der Eisenbetonschwelle besonders gefährlich werden können.

Die wagerechten Kräfte, welche durch die Schwankungen der Fahrzeuge hervorgerufen werden und vorzugsweise nach außen gerichtet sind, suchen durch Ausdrängen der Befestigungsmittel eine Spurerweiterung herbeizuführen. Außerdem sind sie bestrebt, die Schiene, soweit es deren Verdrehungsfestigkeit zuläßt, zu kanten. Hat eine Lüftung der inneren Befestigungsmittel stattgefunden, so wird beim Befahren des Gleises ein beständiges Schwanken in der Spurweite eintreten, worunter Schienen und Fahrzeuge in gleicher Weise leiden.

Diesen schlimmen Einwirkungen soll durch eine entsprechende Auflage der Schienen und durch Befestigungsmittel entgegengewirkt werden, die dem nach oben gerichteten Zug und der wagerechten Abscherung gut widerstehen und eine dauernde Verbindung zwischen Schiene und Schwelle schaffen.

Im allgemeinen können die mit Holz- und Eisenschwellen gemachten wertvollen Betriebserfahrungen bezüglich Schienenauflage und Befestigung ohne weiteres auch auf Eisenbetonschwellen angewendet werden; selbstverständlich muß daneben noch auf die Eigenart des Betonmaterials Rücksicht genommen werden.

Wird die Schiene direkt auf den Beton gelegt, so muß die Schienenneigung durch Herstellung einer schräg eingeschnittenen Fläche bewirkt werden. Das läßt sich beim Beton zwar leicht erreichen, hat aber den Nachteil, daß mit der Zeit durch das unvermeidliche Einschleifen der Schiene in den Beton Veränderungen in der Schienenneigung und damit auch in der Spurweite eintreten.

Durch Anordnung elastischer oder eiserner Unterlagen zwischen Schienenfuß und Beton kann dieser Übelstand vermieden werden. Elastische Unterlagen aus Holz oder Asphaltfilz dienen daneben noch zur Milderung der auf den Beton zerstörend wirkenden Schienenstöße, müssen aber, da sie einer raschen Abnutzung und Zerstörung unterworfen sind, von Zeit zu Zeit ausgewechselt werden, was für die Unterhaltung der Gleise und für den Betrieb nicht von Vorteil ist. Eiserne Unterlagen sind von ungleich größerer Dauer. Sie verteilen den Schienendruck auf eine größere Fläche und wirken daher gleichfalls stoßmildernd, wenn auch nicht im gleichen Maß wie Holz oder Asphaltfilz, der übrigens bald hart und unwirksam wird. Eiserne Unterlagen haben in der Art, wie sie für die Eisenbetonschwelle der bayerischen Staatsbahn konstruiert wurden, so viele Vorteile, daß ihre Anwendung nicht genug empfohlen werden kann.

Unterlagsplatten sind, wenn sie keilförmig gestaltet sind, das zweckmäßigste Mittel, die Schienenneigung auf geraden Schwellen herzustellen. Sie erhöhen, wenn sie nicht zu schwach bemessen sind, die Dauer der Schwelle und die feste Lage des Oberbaues erheblich. Neben einer besseren Druckverteilung wird der Hebelarm gegen Kanten vergrößert und die Befestigungsmittel miteinander solidarisch gemacht, indem durch das Anliegen des Schienenfußes an dem äußeren „Haken“ die inneren Befestigungsmittel gegen Verschieben mitwirken, bevor eine Bewegung eingetreten ist. Durch die Unterlagsplatten wird also einer Zerstörung des Betons durch die Stoßwirkungen der Schiene und durch die Angriffe der Befestigungsmittel vorgebeugt.

In Verbindung mit Spurplättchen sind Unterlagsplatten ein bequemes Mittel um Spurerweiterungen in Krümmungen unter Verwendung ein und derselben Schwelle herzustellen, ohne daß verschiedene Schwellentype nötig sind, welche die fabrikmäßige Herstellung und Verlegung der Schwellen sehr erschweren. Dadurch, daß die Klemmplättchen in die Unterlagsplatten versenkt oder mit seitlichen Ansätzen versehen sind, fällt auch jede Beanspruchung der Befestigungsmittel auf Biegung fort, so daß diese nur mehr auf Zug und Abscherung beansprucht werden.

Die Befestigung der Schiene auf dem Beton geschieht entweder in Verbindung mit Holz- oder mit Eiseneinlagen.

Die Schienenbefestigung auf Holz gewährt die Möglichkeit, daß man mit der Schienenauflage nachträglich noch beliebig verfahren und daher in Krümmungen auch ohne Unterlagsplatten die nötigen Spurerweiterungen unter Benutzung lauter gleicher Schwellen vornehmen kann. Als Befestigungsmittel kommen für Holzeinlagen Hakennägel und Schwellenschrauben in Betracht.

Hakennägel erhalten quadratischen Querschnitt von 16 mm Durchmesser bei einer Länge bis 150 mm. Die Schneide steht, um ein Aufspalten des Holzes zu verhüten, senkrecht zu dessen Faserrichtung. Der Kopf erhält zum leichteren Ausziehen der Nägel seitlich Ohren.

Schwellenschrauben wirken besser wie Schienennägel, wenn sie nur auf Zug und Abscherung und nicht auf Biegung beansprucht werden. An der Innenseite der Schienen, wo der Hauptwiderstand gegen Herausziehen geleistet werden muß, ist die Schraube dem Nagel daher immer überlegen, an der Außenseite nur dann, wenn der Schraubenkopf durch ein gutes Lager gegen Verbiegung geschützt ist. Das geschieht am besten durch die Klemmplättchen in Verbindung mit den Unterlagsplatten. Dadurch wird auch der andere Nachteil der Schrauben, daß sie das Holz bald und in größerem Umfange wie die Nägel zerstören, wieder ziemlich ausgeglichen.

Wo die Befestigung mittels Eisenteile erfolgt, muß die Anordnung derart sein, daß die der Abnutzung unterworfenen Teile leicht ausgewechselt werden können. Die Verbindung mit dem Beton muß eine dauernde sein, ohne daß jedoch die Kontrolle und Unterhaltung der Befestigung erschwert wird.

Die Eisenbetonschwellen sind etwa dreimal so schwer wie die gleich großen Holz- und Eisenschwellen. Sie sind also schwerer zu transportieren, wodurch das Einschieben einer fertig montierten, längeren Gleisstrecke auf dem Planum beim Auswechseln alter Schienen oder beim Einlegen einer Weiche erheblich schwieriger und zeitraubender wird. Aus dem Grunde soll die Befestigung derart sein, daß eine Auswechslung rasch vorgenommen werden kann, ohne daß die Schwellen mit herausgenommen zu werden brauchen. Die Auswechslung der Schwellen selbst sollte bei Verwendung von Eisenbeton ja nicht mehr so häufig geschehen.

Die Befestigung der Schienen muß also folgende Forderungen erfüllen:

Genau richtige und dauernde Festspannung des Schienenfußes auf der Schwelle in lotrechtem und wagerechtem Sinne. Möglichkeit verschiedener Spurerweiterungen in Krümmungen ohne Änderung der normalen Schwelle mit möglichst wenig veränderlichen Teilen. Einbringen der Befestigungsmittel beim Auswechseln von oben, ohne Bewegung der Schwelle und der Bettung. Sichere Übertragung der lotrechten und seitlichen Kräfte vom Schienenfuß auf die Schwelle, ohne daß dabei eine Abnutzung von unauswechselbaren Teilen stattfindet.

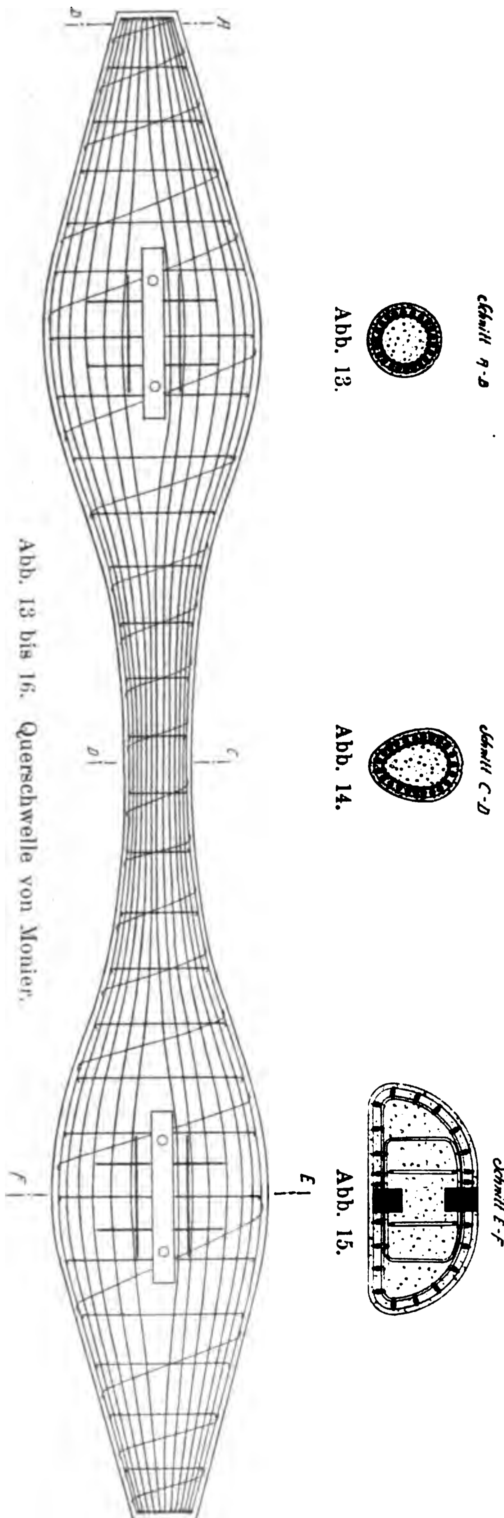


Abb. 13. Abb. 14. Abb. 15.

Abb. 13 bis 16. Querschwelle von Monier.

Die Monierschwelle.

In dem Monierpatent vom Jahre 1884 finden wir die Konstruktion der ersten Querschwelle aus Eisenbeton. Aus den Abb. 13 bis 16 ist die merkwürdige Form dieser Schwelle ersichtlich, die sehr deutlich von dem Bestreben zeugt, den Beanspruchungen, welche die Schwelle in den verschiedenen Querschnitten erfährt, gerecht zu werden. Die Begrenzung des Grundrisses stimmt mit der Linie überein, welche die Verteilung des Bettungsdrucks darstellt, und läßt deutlich die Absicht erkennen, den von der Schwelle auf die Bettung ausgeübten Druck gleichmäßig über die Grundfläche der Schwelle zu verteilen.

Dabei ist der Konstrukteur allerdings etwas über sein Ziel hinausgeraten. Der stark eingeschnürte und keilförmige Querschnitt, welchen die Schwelle in der Mitte erhalten hat, wirkt zwar auf ihre feste Lage in der Bettung günstig ein, indem er das „Reiten" der Schwelle verhindert, ist dafür aber so geschwächt, daß er die in Schwellenmitte auftretenden negativen Momente nicht mehr mit Sicherheit aufnehmen und infolgedessen reißen wird.

Die Art der Bewehrung ist aus den Abbildungen gut ersichtlich. Die Eiseneinlagen bestehen aus Querrippen, die die Form des Schwellenquerschnitts an der betreffenden Stelle haben. Auf diesen Ringen werden die Längseisen festgebunden und das ganze Gerippe noch mit einer Spiralwicklung umschlungen, die an den Endringen festgebunden wird. Zur Aufnahme des Schienenfußes oder -stuhles dienen die Platten, welche auf besonderen Querringen, die zu einem förmlichen Auflagerstuhl ausgebildet sind, aufsitzen, so daß eine sichere Druckübertragung auf den Beton der Schwelle stattfindet. Dieser Auflagerstuhl, wie die ganze Art der Bewehrung muß als ganz vortrefflich und heute noch als sehr modern bezeichnet werden.

Die Schwelle von Hikey (1).

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat das Bestreben, für die hölzernen

Eisenbahnschwellen im Beton einen geeigneten Ersatz zu suchen, trotz des dort vorhandenen großen Holzreichtums sehr früh eingesetzt und schon zu einer großen Zahl von mehr oder weniger guten Konstruktionen geführt. Der erste bekannt gewordene Versuch dieser Art wurde im Jahre 1890 von Hikey unternommen, der zur Herstellung von Schwellen alte Eisenbahnschienen verwendete, die auf einer eisernen Fußplatte montiert und mit Beton ummantelt wurden. Die Befestigung der Fahrschienen geschah in etwas bedenklicher Weise dadurch, daß Holzpflöcke in einbetonierte Gasrohre eingetrieben und die Schienennägel da hineingeschlagen wurden. Die Schwellen wogen etwa 226 kg und kosteten 6,30 Mark das Stück.

Die Schwelle von Harrell (27).

Auf der Pennsylvaniabahn in Nordamerika werden seit Juni 1899 Versuche mit einer Eisenbetonschwelle von Harrell angestellt.

Die Schwellen hatten einen **U**-förmigen Querschnitt, der durch 25 mm starke Rundeisen, die in **T**-Form eingelegt wurden, verstärkt war. Eine Anzahl davon wurde im Juni 1899 auf einer sehr stark befahrenen Strecke der Pittsburg-Chicago-Bahn verlegt, wo sie etwa 17 Monate, einige auch bis zu zwei Jahren lagen. Die Schienen-

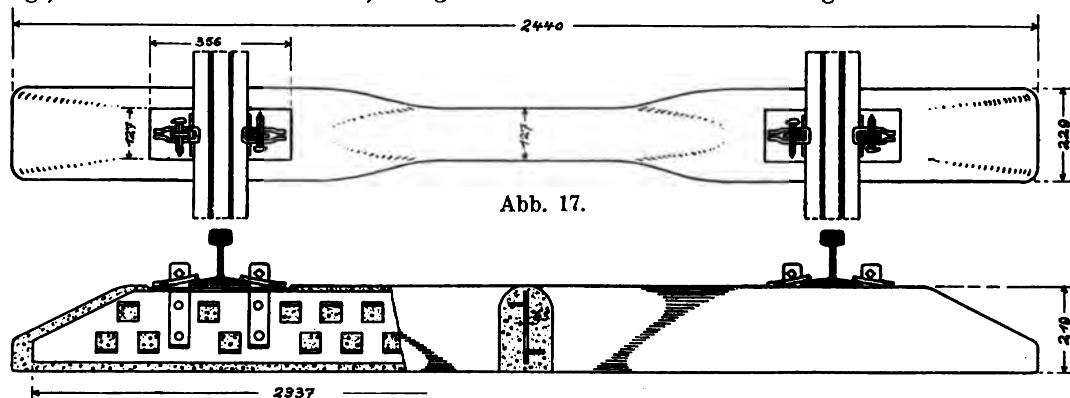


Abb. 17 u. 18. Die Schwelle von Harrell.

befestigung erwies sich als zu schwach und gab, sowie sich die Schraubenbolzen im Beton gelöst hatten, zur Zerstörung der Schwellen Anlaß, indem die Schienen auf dem Beton zu schlagen begannen, so daß sie bald ausgewechselt werden mußten.

Die dabei gewonnene Erfahrung machte sich Harrell bei seiner zweiten Konstruktion zunutze (Abb. 17 u. 18). Der Querschnitt dieser verbesserten Schwelle ist rechteckig und in Schwellenmitte schwächer wie an den Enden. Die Kanten sind, um ein Abstoßen zu verhüten, stark gerundet. Die Eiseneinlage besteht aus einem hochkant gestellten, 6,3 mm starken Flacheisen, das mit zahlreichen Löchern versehen ist, deren Kern, um einen besseren Verband mit dem Beton zu sichern, rechtwinklig nach außen gedrückt ist. Die Schiene ruht auf einer eisernen Unterlagsplatte, von 9,5 mm Stärke, die auf der Flacheiseneinlage aufsitzt. Die Schienenbefestigung erfolgt an kräftigen Bandeisen, die an der Einlage festgenietet werden und etwa 6 cm aus der Schwelle hervorragen. Der zwischen zwei solchen Bändern sitzende Schienenfuß wird durch federnde Klemmbügel festgehalten, die über die Bänder geschoben und durch einen Schienennagel festgespannt werden.

Das Gewicht der Schwelle betrug 136 kg, wovon 25 kg auf die Eisenteile entfallen. Der Beton wurde aus Kalksteingrus bis 16 mm Korngröße in sehr nasser Mischung hergestellt.

Von den neuen Schwellen wurde eine Anzahl in Hegewisch, Illinois verlegt. Da sie in einem Seitengleis liegen, kann den damit gemachten Erfahrungen keine besondere Bedeutung beigemessen werden.

System Buhrer (27).

Eines der ältesten Systeme stellt die Buhrerschwelle dar, zu welcher unbrauchbare und abgenutzte Schienen verwendet werden. C. Buhrer ist Chef der Seeufer- und Michigan-Südbahn, und auf dieser Strecke sind seine Schwellen auch zuerst verlegt und erprobt worden.

Der Querschnitt der Schwelle ist trapezförmig; die Eiseneinlage bestand zuerst aus einer alten Eisenbahnschiene von 25 kg Gewicht für 1 lfd. m, die in umgekehrter Lage auf einer Eisenplatte befestigt und dann mit Beton ummantelt wurde. Der oben liegende Schienenfuß dient der Fahrschiene als Stütze und gleichzeitig zur Aufnahme der Befestigungsschrauben. Der eigentliche tragende Teil der Schwelle wird durch die starke Eisenschiene gebildet, während der Beton als Schutz gegen das Rosten des Eisens und zur guten Druckverteilung auf die Bettung dient. Daher kann die Buhrerschwelle als eine eiserne, mit Beton ummantelte Schwelle angesehen werden, die

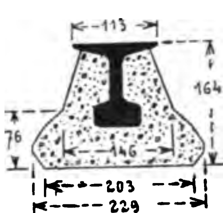


Abb. 19. Normaler Querschnitt der Buhrerschwelle.

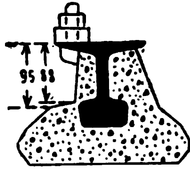


Abb. 20. Schnitt an der Schienenbefestigung der Buhrerschwelle.

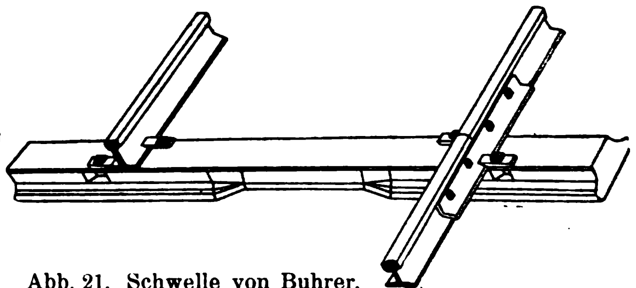


Abb. 21. Schwelle von Buhrer.

eisernen Schwellen gegenüber den Vorzug größeren Gewichtes und größerer Lebensdauer besitzt.

Die ersten Schwellen hatten ein Gewicht von 136 kg, ihre Kosten stellten sich auf 3,80 Mark für das Stück. Später wurden Schienen von 32 kg Gewicht für das Meter verwendet, die untere Eisenplatte fortgelassen und dafür die unteren Kanten der Schwelle stärker abgerundet, damit sie unter den Schlägen der Stopfhacke weniger leiden sollten. In dieser Form wogen die Schwellen ungefähr 180 kg — 105 kg Beton, 75 kg Eisen.

Das angewandte Mischungsverhältnis des Betons war einmal 1 Teil Zement auf 4 Teile Kies, bei anderen Schwellen wieder 1 Teil Zement auf 1 Teil gewaschenen Kalksand und 3 Teile gewaschenen Kalkschotter von 13 mm Korngröße. Der Zement, der Kies und das Mischen von Hand kosteten ungefähr 2 Mark für die Schwelle; bei maschineller Mischung und Herstellung lassen sich diese Kosten sicher noch um 30 bis 40 Pfennige ermäßigen. Der Preis der alten Schienen richtet sich nach dem Tagespreis des Eisens.

Da das 32 kg schwere Schienenprofil sich auch noch als zu schwach erwiesen hat, beabsichtigt man, künftighin 40 kg schwere Schienen als Einlage zu verwenden.

Im großen und ganzen besitzt die Schwelle die Abmessungen einer gewöhnlichen Holzschwelle. In Abb. 19 bis 21 ist sie im Schnitt und in der Ansicht dargestellt. Man sieht, daß auch Buhrer die Schwelle in der Mitte zwischen den Schienen dünner gehalten hat. Sicher nicht nur, um Material zu sparen, sondern in der wohlerwogenen Absicht, dort

durch einen höheren Bettungsdruck, gewissermaßen durch ein Einkeilen in die Bettung dem als „Reiten“ bekannten Festsetzen der Schwelle und den dadurch hervorgerufenen hohen Biegungsspannungen entgegenzuwirken.

Diesem Umstande sind sicher neben der einfachen und zweckmäßigen Schienenbefestigung die guten Erfahrungen zuzuschreiben, die mit den Buhrerschwellen bisher gemacht worden sind.

Die Schwellen haben sich auf der obengenannten Strecke, die von 30 bis 40 Zügen täglich mit Geschwindigkeiten bis zu 112 km in der Stunde befahren wird, außer einigen, die unter einem Schienenstoß brachen, gut bewährt. Im ganzen liegen dort nahezu 3000 Stück. Auch auf der Seeufer- und Marbleheadbahn, wo sie seit 1903 verwendet und über 500 Stück verlegt sind, haben sie sich gut gehalten. Sie sollen dort nur ein Zehntel der für Eichenholzschwellen erforderlichen Unterhaltungskosten verursachen.

Auf der Pennsylvania-Linie wurden in einer Kurve von 290 m Radius einige Brüche beobachtet, auf anderen Strecken der nämlichen Linie, bei Toledo, wurden dagegen die gleich guten Erfahrungen wie oben gemacht.

Im ganzen wurden 5000 dieser Schwellen hergestellt, von denen 4200 auf den vorerwähnten Linien und noch auf 6 kleineren Versuchsstrecken im Gebrauch sind.

System Percival (27).

Abb. 22 stellt die Eisenbetonschwellen System Percival dar, welche auf der Einfahrt des Bahnhofs Galveston in Texas vor einer Einfahrtsweiche liegen.

Die Schwelle ist 2,44 m lang, 23,5 cm breit und etwa 25 cm hoch. Ihre Form ist aus Abb. 23 ersichtlich. Der Querschnitt ist im mittleren Teil ein Dreieck, an den Enden auf 61 cm Länge nach einer Parabel geformt. Der spitze, dreieckige Querschnitt soll eine gute Lagerung der Schwelle in der Bettung erzielen und das als Reiten bekannte Festsetzen in der Mitte hintanhalten, das erfahrungsgemäß bei Schwellen mit ebener Unterfläche immer auftritt.



Abb. 22. Percivalschwellen auf Bahnhof Galveston.

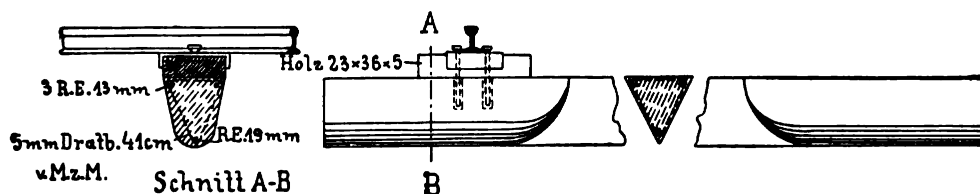


Abb. 23. Schwelle von Percival.

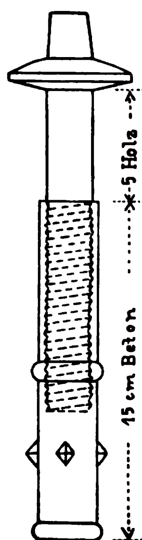


Abb. 24. Zur Schienenbefestigung der Percivalschwelle.

Die Eiseneinlage besteht aus drei Knoteneisen, 13 mm Durchmesser oben und 19 mm Durchmesser unten. Alle 40 cm sind die Eisen zur Erzielung eines guten Verbundes mit 5 mm starkem Draht umschlungen.

Die Schwellen wurden in Abständen von 50 cm verlegt: sie wogen 175 kg und kosteten etwa 6,75 Mark das Stück.

Die Auflager und Befestigung der Schienen sind an der Percivalschwelle bemerkenswert. Die Schienen ruhen nämlich auf 5 cm starken, imprägnierten Hartholzklötzen, die breit wie die Schwellen und 35 cm lang sind. Diese Holzklötze bilden wirksame, elastische Puffer, um den Beton vor der Zerstörung durch die Stoßwirkung der Räder zu schützen. In die Schwelle werden die in Abb. 24 dargestellten, mit Innengewinde versehenen Hülsen einbetoniert, in welche die Tirefonds, nachdem die Holzklötze durchbohrt sind, eingeschraubt werden. Die Tirefonds sind 22 mm stark und etwa 20 cm lang.

Die Lage der Befestigungsschrauben muß natürlich genau mit der Spurweite übereinstimmen. Da dies auch bei der größten Vorsicht kaum in der wünschenswerten Weise erreicht werden kann, hat man noch andere Methoden der Befestigung versucht.

Die Schwellen haben auf der genannten, stark befahrenen Strecke einen Monat lang gelegen, ohne daß Risse oder andere Beanstandungen festgestellt werden konnten.

Kimballschwelle (7).

Die Schwelle, welche dem Chef der Chicago-Alton-Bahn G. H. Kimball patentiert wurde, stellt eine geschickte Verbindung der Holz-, Eisen- und Steinschwelle dar. Sie besteht aus zwei Betonblöcken, die gesondert und zentrisch unter den Schienen verlegt und durch zwei in den Beton eingebettete ⊏-Eisen verbunden werden. Die

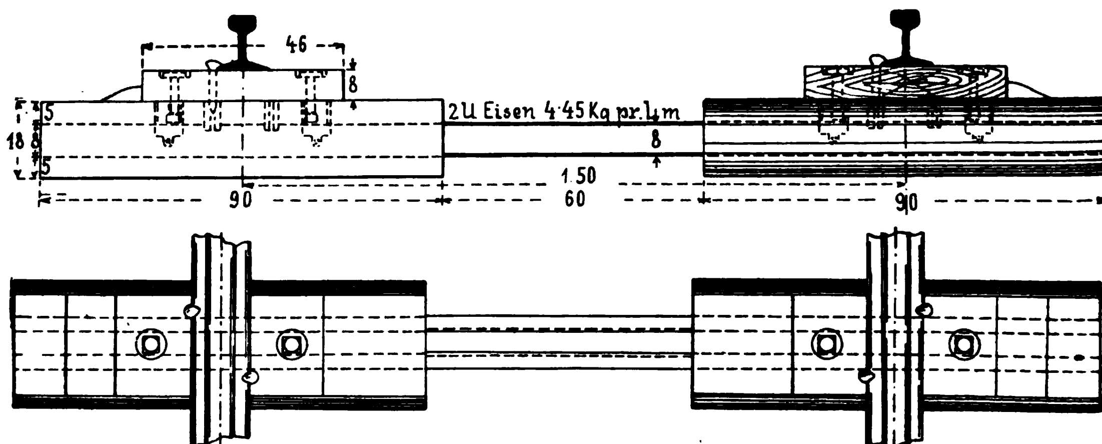


Abb. 25. Kimballschwelle.

Fahrschienen ruhen nicht unmittelbar auf dem Beton, in den sie sich auch bald einschleifen würden, sondern auf Hartholzklötzen, die gleichzeitig zur Aufnahme der Schienenbefestigung und als elastische Unterlage zur Milderung der Schienenstoßwirkung dienen.

Aus Abb. 25 u. 26 ist die allgemeine Anordnung und Konstruktion der Schwelle ersichtlich. Die Betonblöcke sind 90 cm lang und 23 cm breit. Ihre Höhe ist 17,5 cm,

die der Holzunterlagen 7,5 cm, so daß die ganze Schwellenhöhe 25 cm beträgt. Während also die Breite der Kimball- und einer hölzernen Schwelle nahezu übereinstimmen, liegt die Schiene auf der Kimballschwelle wesentlich höher als auf einer gewöhnlichen Holzschwelle, ein Umstand, der auf die sichere und stabile Lage des Gleises in der Bettung, auf die Anstrengung der Schienenbefestigung und auf den Widerstand der Schwellen gegen das Wandern der Schienen sicher nicht günstig einwirkt.

Die Befestigung der Schienen geschieht in der üblichen Weise durch Hakennägel, welche erst die Holzunterlage durchdringen und dann in Ulmenholzdübel eingetrieben werden, die in den Beton eingelassen sind. Da keine Unterlagsplatte vorhanden ist, muß diese Befestigung als unzureichend bezeichnet werden, zumal nur zwei Schienennägel vorgesehen sind. Die Hartholzunterlagen werden ihrerseits auf der Schwelle mit zwei Mutterschrauben befestigt, die an den ꓛ-Eisen mittels besonderer gußeiserner Formstücke verankert werden. Die Konstruktion der letzteren ist aus Abb. 27 u. 28 zu ersehen.

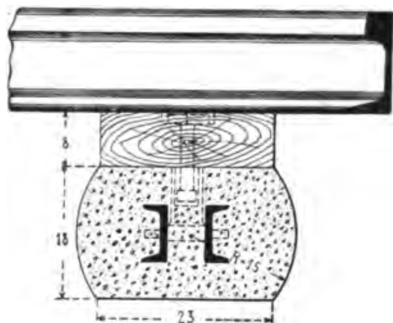


Abb. 26. Querschnitt der Kimballschwelle.

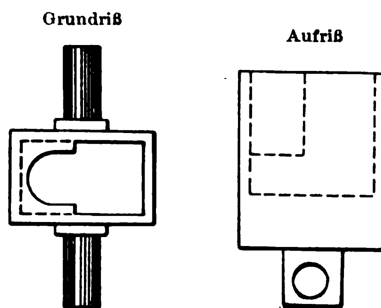


Abb. 27 u. 28. Zur Schienenbefestigung der Kimballschwelle.

Das Formstück greift mit zwei seitlichen Bolzen in entsprechende Bohrungen der ꓛ-Eisen ein und besitzt eine Aussparung, in welche der Vierkantkopf der Mutterschraube eingeführt und seitlich verschoben wird. Die Schraube wird dann festgekeilt und dadurch in ihrer Lage dauernd festgehalten.

Vorläufige Versuche mit ruhender Belastung hatten zu befriedigenden Ergebnissen geführt. Seit November 1901 liegt eine Anzahl — im ganzen 1700 Stück — Kimballschwellen abwechselnd mit Holzschwellen auf einer stark befahrenen Strecke der Pere Marguette-Linie. Die Schwellen wurden auf einer Betonunterlage sorgfältig in Mörtel versetzt und lagen 4 Jahre an dieser Stelle, ohne daß eine Veränderung in ihrer Lage festgestellt werden konnte.

Die Schwellen wurden in Abständen von 61 cm verlegt. Das Mischungsverhältnis des verwendeten Betons ist $1:2^1/_3$. Das Gewicht einer kompletten Schwelle ist 205 kg, ihre Kosten belaufen sich auf etwa 6 Mark für das Stück.

Sicher liegt der Kimballschwelle ein sehr guter Konstruktionsgedanke zugrunde, und es ist fraglos, daß sich damit auch in gewöhnlicher, nicht durch Zementmörtel befestigter Bettung Erfolge erzielen lassen, insbesondere wenn die verhältnismäßig schwache Einlage des Betons verstärkt und die unteren Kanten gegen die Schläge der Stopfhacke geschützt werden. Dagegen wird die Lebensdauer einer solchen Schwelle wegen der in der Bettung liegenden, ungeschützten Eisenteile die einer richtig konstruierten Eisenbetonschwelle kaum erreichen.

Schwelle der Ulster-Delaware-Bahn (8).

In Abb. 29 ist eine Strecke der Ulster-Delaware-Bahn abgebildet, auf der seit 1903 Versuche mit Eisenbetonschwellen angestellt werden.

Die Konstruktion dieser Schwelle ist aus Abb. 30 ersichtlich. Sie ist 2,4 m lang und von trapezförmigem Querschnitt, der 17,5 cm hoch, oben 20 und unten 25 cm breit ist. Die Eiseneinlage besteht aus einem 2m langen Winkeleisen, 75×75×8 mm, das mit der Winkelkante nach oben so einbetoniert ist, daß es 6 mm von der Schwellenoberkante absteht. Auf dem Winkeleisen ruhen — bündig mit der Schwellenoberfläche — 6 mm starke Unterlagsplatten, auf denen der Schienenfuß mit durchgehenden Schrauben, ähnlich wie bei eisernen Schwellen, aufgeschraubt wird. Die Schraubenbolzen sind 20 mm stark und sitzen mit einem Vierkantkopf zwischen den Schenkeln des Winkeleisens, so daß sie am Verdrehen gehindert sind. Der Schienenfuß wird mittels Klemmplättchen gepackt, die in Abb. 31 wiedergegeben sind.

Abb. 29. Probestrecke mit Eisenbeton- und Holzschwellen der Ulster—Delaware-Bahn.

Die Befestigung ist an sich nicht schlecht, hat aber den großen Nachteil, daß beim Defektwerden eines Schraubenbolzens die ganze Schwelle unbrauchbar ist und ausgewechselt werden muß. Das ist umso bedenklicher, als wegen des Fehlens einer Unterlagsplatte oder eines anderen geeigneten Schutzes die Schrauben stark beansprucht und durch den Schienenfuß stark abgenutzt werden. Außerdem müssen für den Schienenstoß und die Spurerweiterung in Kurven jeweils besondere Schwellentypen hergestellt werden.

Abb. 30. Schwellen der Ulster—Delaware-Bahn.

Abb. 31. Klemmplättchen.

Der Beton wird im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 naß angemacht und ohne vieles Stampfen in Holzformen gebracht. Eine besondere Behandlung der Sichtflächen unterbleibt.

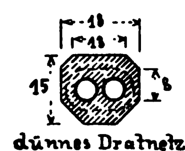
Die Kosten einer solchen Schwelle stellen sich ohne die Eiseneinlagen auf 1,80 Mark. Ihr Gewicht beträgt 225 kg.

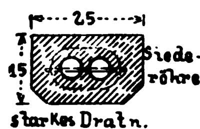
Die ersten Schwellen wurden im Mai 1903 verlegt und zeigten trotz eines strengen Winters im September 1904 noch keinerlei Beschädigungen, auch die Schienenbefestigung, die in dieser Zeit nicht nachgezogen worden war, hatte sich nicht gelockert. Es ist aber anzunehmen, daß auf der Unterseite der Schwellen, namentlich unter den Schienen, wo die größten Zugspannungen auftreten und gar keine Eiseneinlage vorgesehen ist, Zugrisse im Beton entstehen werden, welche die Zerstörung der Schwellen einleiten und beschleunigen.

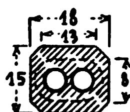
System Campbell (27).

Die Schwelle, welche der Direktor Campbell von der Elgen, Jolliet und Eastern-Bahn in Nordamerika erdacht hat, ist in Abb. 32 bis 36 wiedergegeben.

Die Schwelle besitzt einen rechteckigen Querschnitt von durchweg 15 cm Höhe und 18 cm Breite in der Schwellenmitte und an den -Köpfen. Am Schienenauflager ist die Schwelle auf 25 cm, also auf das Maß einer gewöhnlichen Holzschwelle







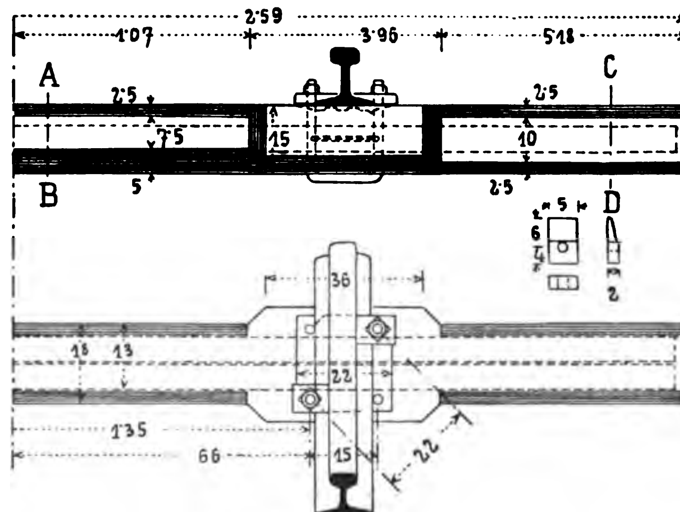


Abb. 32 bis 36. Campbell-Schwelle.

verbreitert. Die Längskanten der Schwelle sind überall mit Ausnahme der Schienen auflage stark abgeschrägt. An der Unterseite nimmt diese Abschrägung gegen die Schwellenmitte hin zu, so daß hier infolge der verkleinerten Auflagerfläche ein erhöhter Bettungsdruck entsteht, der die Größe des Bettungsdrucks unter der Schienenauflage zwar noch nicht erreicht, aber immerhin bewirkt, daß die Beanspruchung der Bettung gleichmäßiger und das Lager der Schwelle besser ist, als wenn die Grundfläche der Schwelle ein Rechteck wäre.

Die Eiseneinlage der Schwelle besteht im wesentlichen aus zwei parallel liegenden eisernen Röhren von 5 cm Durchmesser und etwa 1,8 m Länge. Hierzu werden mit Vorteil alte Sicderöhren von Lokomotiven verwendet. Die Röhren werden auf ihre ganze Länge mit einem dünnen Drahtnetz umhüllt. Unmittelbar unter den Schienen

werden sie zudem auf 20 cm Länge horizontal geschlitzt und in den Schlitz ein Stück Streckmetall oder ein starkes Drahtnetz eingeschoben, das die ganze Breite der Schwelle einnimmt.

Die Übertragung des Schienendrucks auf die Schwelle geschieht mittels einer fast ganz in den Beton eingelassenen 22 cm breiten Unterlagsplatte, die an der Unterseite durch Rippen verstärkt ist. Die Befestigung der Schiene geschieht mittels zweier diagonal gestellter [-Eisenbügel, deren Schenkel mit Gewinde versehen sind. Die Bügel werden von unten durch zwei passende Löcher in der Schwelle hindurchgesteckt, so daß der eine Schenkel links, der andere rechts von der Schiene herausragt, und der Schienenfuß mittels Klemmplättchen und Schraubenmuttern festgespannt.

Ein Nachteil dieser Schienenbefestigung besteht darin, daß die Schwelle aus der Bettung herausgenommen werden muß, wenn es einmal nötig wird, die Befestigung auszuwechseln. Im übrigen muß aber die Befestigung als zweckentsprechend und gut bezeichnet werden, besonders wenn die Klemmplättchen — was sich aus der Zeichnung nicht ersehen läßt — so ausgebildet sind, daß die Schrauben nicht auf Biegung beansprucht werden, was sich übrigens hier, wo eine Unterlagsplatte vorhanden ist, jederzeit leicht erreichen ließe.

Eine Versuchsreihe mit derartigen Schwellen, die mit einer oder zwei Röhren verschiedenen Durchmessers armiert waren, ergab für die mit zwei Röhren von $5^1/_2$ cm Durchmesser armierte Schwelle eine Bruchlast von 2450 bis 3175 kg, im Mittel 2540 kg. Dabei waren die Schwellen an der Schienenauflage unterstützt und in der Mitte belastet, wurden also in ganz derselben Weise geprüft wie die Schwellen der italienischen Mittelmeerbahn. Es ist interessant, daß die Versuche mit der letzteren beinahe zu den gleichen Bruchlasten geführt hatten, 2220 bis 3200, im Mittel 2750 kg, und daß die Campbellschwelle sich demnach ruhenden Lasten gegenüber als ebenso tragfähig erwiesen hat als die italienischen Schwellen. Die Bruchlast ist aber allein für die Überlegenheit der einen oder anderen Schwelle gewiß nicht entscheidend. Dazu wäre es vorteilhafter, die Lasten zu bestimmen, bei denen sich die ersten Risse im Beton zeigen, da diese von größtem Einfluß auf die Haltbarkeit der Schwellen sind. Es ist als sicher anzunehmen, daß die Campbellschwelle in dieser Hinsicht der italienischen unterlegen ist, da ihre Eiseneinlagen in der Mitte des Querschnitts liegen, so daß die auftretenden größten Zugspannungen ausschließlich vom Beton aufgenommen werden müssen.

Das Gewicht einer solchen Schwelle betrug 150 kg. Das angewandte Betonmischungsverhältnis war 1 : 2 : 3. Ihre Herstellungskosten werden mit 6 bis 7 Mark angegeben.

Nachdem die ersten Versuche mit 140 Stück zufriedenstellende Ergebnisse gezeigt hatten, wurden nun weitere 850 Stück in einem stark befahrenen Gleis der obengenannten Bahn verlegt, die sich bis jetzt zur vollen Zufriedenheit gehalten haben und eine gute Gleislage gewähren.

System J. B. Hinchmann (9).

Eine der neuesten amerikanischen Eisenbetonschwellen ist die in den Abb. 37 bis 40 dargestellte Konstruktion, die dem Ingenieur J. B. Hinchmann in Denver, Col. patentiert, und an der besonders die geschickte Befestigungsweise sehr bemerkenswert ist. Hinchmann verwendet für die Schienenbefestigung einen förmlichen Auflagerstuhl (Abb. 38) von folgender Anordnung:

In einer 6 mm starken Stahlplatte von 18/23 cm sind, in verschiedenen Ab-

ständen von der Mittellinie, vier rechteckige Löcher von 14/38 mm ausgespart, unter denen vier hohle Stelzen von der gleichen Weite sitzen und mit der Platte fest verbunden sind. Die unteren Enden der Stelzen sind im rechten Winkel abgebogen und durch 6 mm-Rundeisen paarweise verbunden und versteift.

In diese Stelzen werden die in Abb. 39 dargestellten Klammern eingeführt, so daß ihr oberer Haken den Schienenfuß umfaßt, während der untere in den rechten Winkel der Stelze passend eingreift. Um die Befestigung zu schließen, wird neben

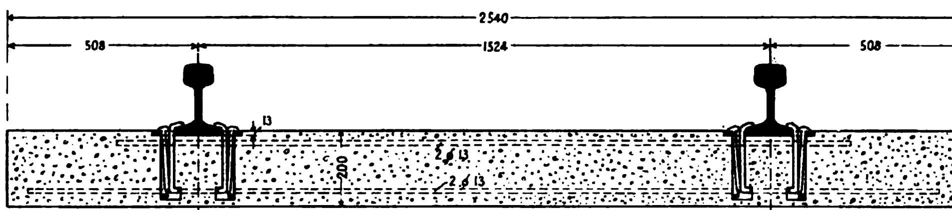
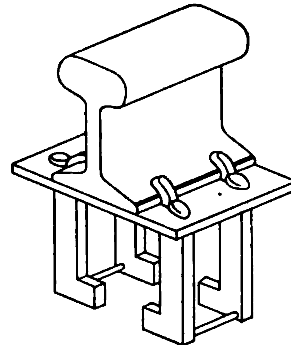


Abb. 37. Schwelle von J. B. Hinchmann.

den Klammern ein Schienennagel eingeschlagen, dessen fester Sitz durch eine Holzbeilage gesichert wird. Die Vorrichtung überträgt den vom Schienenfuß beim Kanten ausgeübten Zug durch die Haken auf die Stelzen und dadurch auf den Beton der Schwelle. Daneben wirkt sie einer seitlichen Verschiebung des Schienenfußes kräftig entgegen, indem sie mittels des Schienennagels die Seitenkräfte auf die Unterlagsplatte überträgt und sämtliche Befestigungsmittel gleichzeitig zur Mitwirkung bringt.

Allerdings wird dadurch, daß sich der Haken am Schienenfuß stark abnutzt, die Schiene ihre feste Lage bald einbüßen. Wenn die Befestigung auch leicht auswechselbar ist, so wäre es zweifellos doch besser, wenn dem durch einfaches Nachziehen von Schrauben abgeholfen werden könnte. Aus dem Grunde dürfte es sich empfehlen, statt des oberen Hakens die Klammern mit Gewinde und Mutter zu versehen und den Schienenfuß in der üblichen Weise mit Klemmplättchen festzuspannen und seine seitlichen Verschiebungen durch eine an der Unterlagsplatte anzubringende Leiste aufzunehmen. In dieser Form wird die Befestigung jedenfalls allen Ansprüchen gerecht werden und wesentlich dazu bei-


Abb. 38.

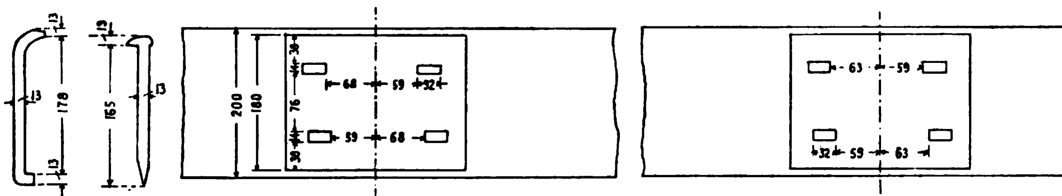


Abb. 38 bis 40. Einzelheiten zur Schwelle von Hinchmann.

tragen, die gegen Eisenbetonschwellen bestehenden Bedenken zu zerstreuen.

Die schon erwähnte Anordnung der Aussparungen in der Unterlagsplatte in verschiedenen Abständen von der Mittellinie gewährt die Möglichkeit, ein und dieselbe Platte bezw. Schwelle für verschiedenartige Schienenprofile zu verwenden. Im übrigen sind die Abmessungen der Schwelle und die — ziemlich schwachen — Eiseneinlagen aus Abb. 37 zu ersehen.

Die Schwelle der Gebr. Beezer in Pittsburg (10).

Neben den zahlreichen und verschiedenartigen Betonschwellen, die auf den Linien der Pennsylvaniabahn schon verlegt wurden, sind, wie der Chef-Ingenieur A. C. Sand dieser Bahn berichtet, auch die von den Gebr. Beezer in Pittsburg entworfenen Eisenbetonschwellen erprobt worden.

Diese Schwellen, deren Einzelheiten in Abb. 41 u. 42 dargestellt sind, haben einen trapezförmigen Querschnitt von 34 cm unterer Breite und eine Länge von 2,50 m. Die Eiseneinlagen bestehen aus zwei Ransomeeisen 12 mm² und aus einer 5 mm starken Stahlplatte, die mit 45 mm weiten Löchern versehen und an den Rändern etwa 6 cm hochgebogen ist.

Die Schiene wird auf einer eisernen Unterlagsplatte befestigt, und zur Abschwächung der Schienenstöße eine 22 mm starke Platte aus gepreßtem Kork zwischen die Unterlagsplatte und den Beton der Schwelle gebracht. Die Schienenbefestigung

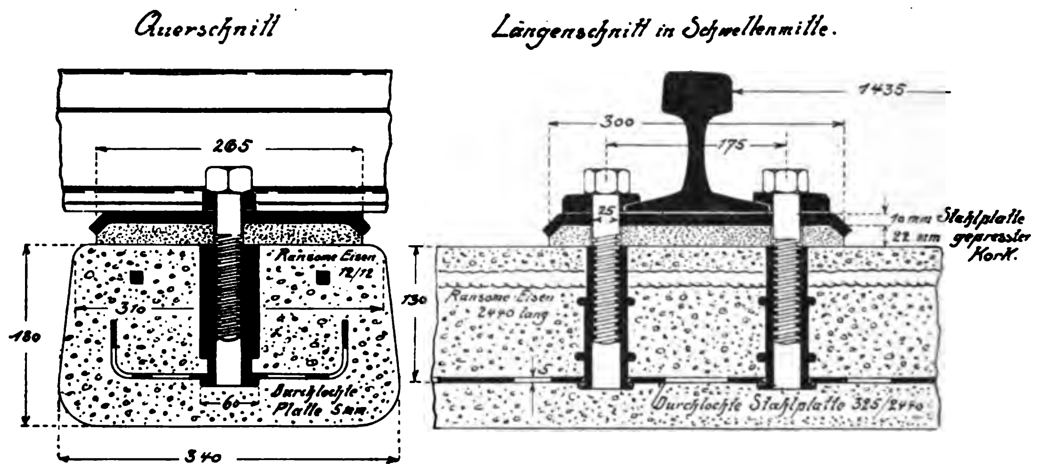


Abb. 41 u. 42. Schwelle der Gebr. Beezer.

geschieht mittels Klemmplättchen und zwei 25 mm-Schraubenbolzen, die mit Flachgewinde versehen und in kräftige Hülsen aus Temperguß eingeschraubt werden. Für die Hülsen sind in der durchlochten Platte längliche Aussparungen vorgesehen, in welche die Hülsen eingeführt und durch eine Vierteldrehung an der Platte verankert werden. Außerdem sind die Hülsen noch mit Wülsten versehen, so daß sie fest im Beton sitzen. Beim Einbetonieren der Schraubenhülsen, das mit großer Vorsicht geschehen muß, werden die Schrauben durch eine Schablone in ihrer endgültigen, genauen Lage erhalten. Spurerweiterungen können an diesen Schwellen natürlich nicht vorgenommen werden.

Von diesen Schwellen wurden sechs Stück in einem Hauptgleis des Pittsburger Bahnhofs im Juni 1904 verlegt. Nach acht Monaten mußten drei davon aus dem Gleis genommen werden, da sie gebrochen waren. Die anderen drei blieben noch ein Jahr lang intakt, bis sie im Juli 1906 aus dem gleichen Grunde entfernt werden mußten.

System Sarda.

Die Eisenbahnschwelle System Sarda ist eine Betonschwelle von 2,45 m mittlerer Länge. Ihr Querschnitt hat die Form eines Trapezes mit abgerundeten Ecken, von 24 cm unterer, 22 cm oberer Breite und 10 cm Höhe.

In den Beton sind auf die ganze Schwellenlänge fünf Streifen Streckmetall eingelegt, deren Form einen guten Verband mit dem Beton verbürgt. Die Streckmetallstreifen werden stehend einbetoniert und nehmen fast die ganze Höhe der Schwelle ein; sie sind so verteilt, daß die Befestigungsschrauben der Schienen dazwischen Platz haben. Etwa alle 15 cm werden die Metallstreifen durch Querdrähte verbunden.

Abb. 43 zeigt den Schwellenquerschnitt. In Abb. 44 u. 45 ist die Schwelle für Breitfußschienen in Ansicht und Horizontalschnitt dargestellt.

Der Schienenfuß wird auf der Schwelle in den Beton etwa 15 mm tief eingelassen und sitzt auf einer 5 mm starken Filzunterlage, welche die von den Schienen herrührenden Stöße mildern und ein weicheres Fahren der Wagen gewährleisten soll.

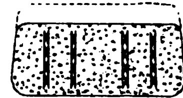


Abb. 43. Querschnitt der Sardaschwelle.

Um der Schwelle dort, wo die Schiene aufsitzt, eine größere Festigkeit zu geben, erhielt sie an dieser Stelle einen um 3 cm höheren Querschnitt, der zudem eine bequemere Handhabung beim Schlichten der Schwellen gestattet.

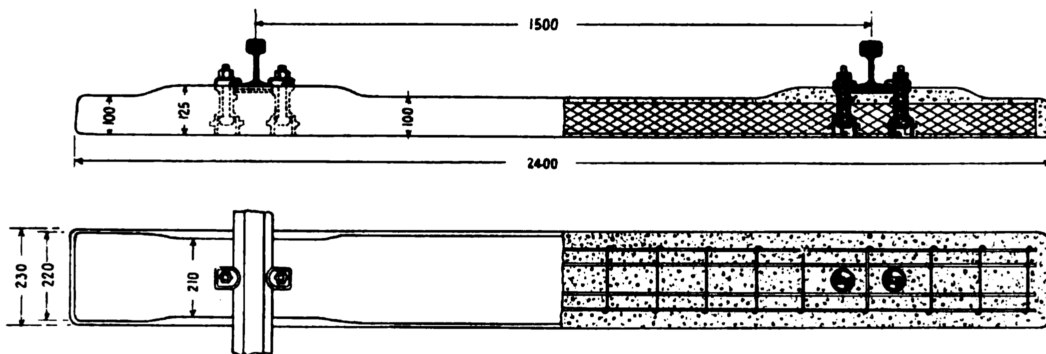


Abb. 44 u. 45. Schwelle von Sarda.

Die Schiene wird mittels zweier Schrauben auf der Schwelle befestigt. Die Schrauben sitzen in Metallhülsen, die in die Schwelle einbetoniert werden, und deren Form aus Abb. 46 bis 49 ersichtlich ist. Die Konstruktion dieser Hülsen gestattet eine denkbar einfache Auswechslung der Befestigungsschrauben, indem sie durch den Schlitz eingeführt, dann um 90° gedreht werden und hochgezogen in eine Klinke ein-



Abb. 46 bis 49. Schraubenhülsen der Sardaschwelle.

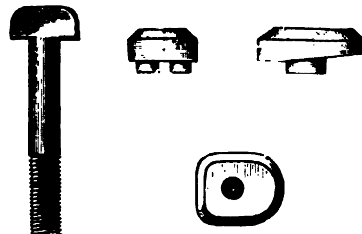


Abb. 50 bis 52. Zur Schienenbefestigung der Sardaschwelle.

schnappen, die eine selbsttätige Verdrehung und Lösung der Schraube verhindert. Die 16 bis 20 mm starken Klemmplättchen sind nach Abb. 50 bis 52 ausgebildet.

Die äußerst zweckmäßige Einrichtung gestattet innerhalb weniger Minuten eine Auswechslung der Schienenbefestigung, ohne die Schwelle oder das Gleis in seiner Lage zu verändern. Trotzdem erscheint diese Befestigung für die Verwendung auf Hauptbahnen noch nicht ganz geeignet, da die Schrauben und Hülsen mangels einer

Unterlagsplatte jede für sich den vom Schienenfuß ausgeübten, seitlichen Kräften widerstehen müssen und die Gefahr besteht, daß sie sich bald im Beton lockern. Außerdem sind die Hülsen der Abnutzung durch den Schienenfuß ausgesetzt, ohne daß ihre Auswechslung möglich ist. Schließlich besteht auch hier wieder der Nachteil, daß die Lage der Hülsen peinlich genau mit der Spurweite übereinstimmen muß, was die Legung des Gleises einigermaßen erschwert, und daß für die Verwendung in Kurven sehr viele verschiedene Schwellentypen hergestellt werden müssen.

Für die Verwendung von Stuhlschienen bedarf die Schwelle nur unwesentlicher Abänderungen. Die Anordnung dieses Oberbaues ist aus Abb. 54 u. 55 ersichtlich.

Das Gewicht der für Hauptbahnen verwendeten Schwelle beträgt 140 kg, ihr Preis stellt sich auf 8 bis 9 Mark. Die für Schmalspurbahnen bestimmte Schwelle hat bei 1 m Spurweite eine Länge von 1,6 m und einen Querschnitt, der 10 cm hoch,

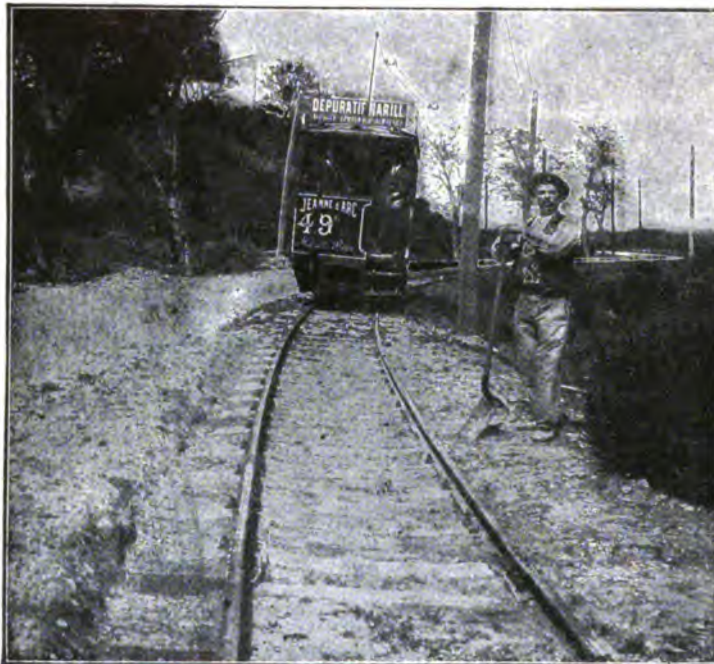


Abb. 53. Lokalbahnstrecke mit Sardaschwellen.

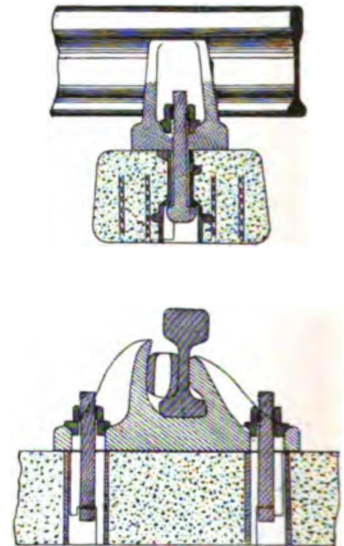


Abb. 54 u. 55. Schwelle von Sarda für einen Stuhlschienen-Oberbau.

unten 18 und oben 16 cm breit ist. Die Eiseneinlage dieser Schwelle besteht nur aus vier Streifen Streckmetall, ihr Gewicht ist 70 kg, ihr Preis 5 bis 6 Mark.

Die Schwelle Sardas hat bei den französischen Eisenbahnen schon vielfach Anwendung gefunden, so auf der Strecke Bordeaux—Paris und auf der Paris—Lyon-Mittelmeerbahn; ferner auf der Strecke Madrid—Zaragossa, auf den Eisenbahnlinien der Insel Réunion, der Elfenbeinküste, in Beaujolais und in Tunis. Abb. 54 stellt eine Strecke der elektrischen Lokalbahnen von Perpignan nach Canet dar, die gleichfalls mit Sardaschwellen ausgestattet sind.

Die mit dem System Sarda gemachten Erfahrungen sind, offiziellen Berichten nach zu urteilen, sehr gut. So äußert sich beispielsweise der Rapport officiel sur le budget des chemins de fer français folgendermaßen:

Die Eisenbetonschwelle scheint durch ihr großes Gewicht eine größere Stabilität des Gleises und eine ruhige Gleislage zu gewährleisten. Da ihre Widerstandsfähigkeit

nicht kleiner ist wie die anderer Schwellen und sie im Preis nicht höher kommt, liegt es im Interesse der Verwaltungen, dieses System anzuwenden.

Französische Kleinbahnschwelle (1).

Eine ganz vorzügliche Konstruktion stellt die auf der Strecke von Voiron nach Saint-Béron versuchsweise zur Verwendung gekommene Kleinbahnschwelle dar, die in Abb. 56 u. 57 dargestellt ist.

Der Querschnitt der Schwelle ist ein Rechteck von 18 cm Breite und 14 cm Höhe. Die Schwellenlänge beträgt bei 1 m Spurweite 1,8 m. Die Anordnung der Eiseneinlagen kann als mustergültig bezeichnet werden, da sie mit der Beanspruchung der Schwelle übereinstimmt. Wie aus den Abb. 56 u. 57 ersichtlich, besteht die Einlage aus drei Rundeisenstäben von 8 bis 9 mm Durchmesser, von denen jeder zu einem dem Kräftespiel folgenden Träger gebogen ist. Der Verbund der Einlagen ist durch lotrechte und wagerechte Bügel gehörig gesichert; das Gesamtgewicht der Eiseneinlagen ist etwa 8,5 kg.

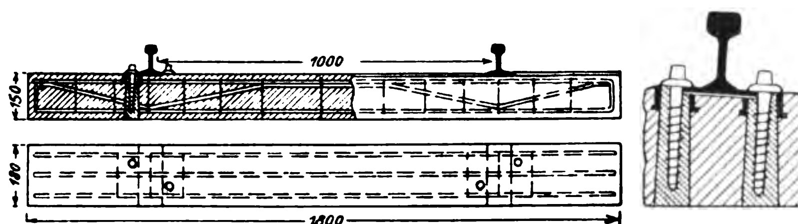


Abb. 56 u. 57. Französische Kleinbahnschwelle.

Auch die in Abb. 57 dargestellte Schienenbefestigung ist bemerkenswert. Der Schienenfuß ruht nicht unmittelbar auf dem Beton, sondern auf einer Filzunterlage, die in einer für eine Kleinbahn genügenden Weise stoßmildernd wirkt. Die Befestigungsschrauben werden in Dübel aus Hartholz eingeschraubt, die in kegelförmigen Aussparungen des Betons von 40 mm unterer und 34 mm oberer Weite sitzen und oben durch einen eisernen Ring gefaßt werden. Der Ring dient einerseits dem Schraubenkopf als Unterlage und verhindert anderseits eine Sprengung des Dübels, zu welchem Zweck auch noch eine den Dübel umschließende Drahtspirale einbetoniert ist.

Man sieht, eine wohldurchdachte Konstruktion, die allen Anforderungen, die an die Schwelle einer Kleinbahn gestellt werden, gerecht werden dürfte. Die im Frühjahr 1903 verlegten ersten 60 Schwellen haben sich in der Tat so gut gehalten, daß neuerdings weitere 250 Stück verlegt worden sind.

Das Gewicht einer solchen Schwelle beträgt 105 kg, ihre Herstellungskosten belaufen sich auf 3,60 Mark für das Stück. Die Eisenbetonschwelle ist also, wenn sie richtig ausgebildet ist, teurer wie eine hölzerne oder eiserne Schwelle, trotzdem wird sie sich infolge ihrer größeren Lebensdauer als wirtschaftlich vorteilhafter erweisen.

Die Hennebiqueschwelle (1).

Die in Abb. 58 wiedergegebene Eisenbetonschwelle wurde seinerzeit von Hennebique vorgeschlagen. Sie weist in der Mitte und an den Enden die Form eines umgekehrten **T**, am Schienenauflager einen rechteckigen Querschnitt auf. Für die Befestigung des Schienenfußes sind zwei Löcher ausgespart, in denen die Schienenschrauben mittels Holzdübel befestigt werden können. Hennebique hat außerdem noch Schwellen in Form eines liegenden doppelten **T** in Vorschlag gebracht. Bemerkenswert an diesen Schwellen ist ihr verhältnismäßig geringes Gewicht, das nur etwa 100 kg beträgt.

Über praktische Versuche und Erfahrungen, die mit diesen Schwellen gemacht worden sind, hat Hennebique nichts bekanntgegeben. Wir finden aber in dem Bericht der französischen Regierungskommission vom Jahre 1907 auf S. 106 bis 111 einige Versuche, die Considère mit dem Fragment einer ähnlichen Eisenbetonschwelle angestellt hat, und die wir deshalb hier kurz erwähnen wollen.

Aus Abb. 59 bis 61 ist die Anordnung dieser Schwelle, die auf einer Strecke der französischen Ostbahn gelegen war, ersichtlich. Der **U**-förmige Querschnitt ist

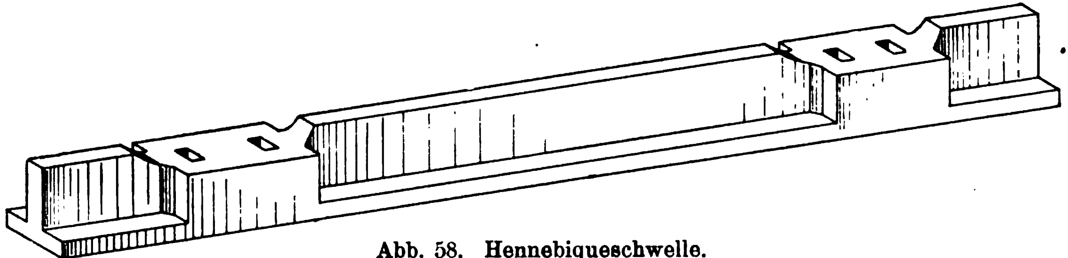


Abb. 58. Hennebiqueschwelle.

durch 23 Eiseneinlagen von 5 mm verstärkt, welche über Querdrähte, die in Abständen von 7 bis 8 cm wiederkehren, geschlungen und mit diesen zu einem richtigen Flechtwerk verbunden sind. Die Schwelle war für einen Stuhlschienenoberbau bestimmt und der Schienenstuhl auf drei Holzeinlagen gelagert, von denen die beiden äußeren den Druck, die innere, keilförmige den von der Befestigung ausgeübten Zug auf die Schwelle übertragen sollten. Die starken Holzeinlagen schwächen den Beton-

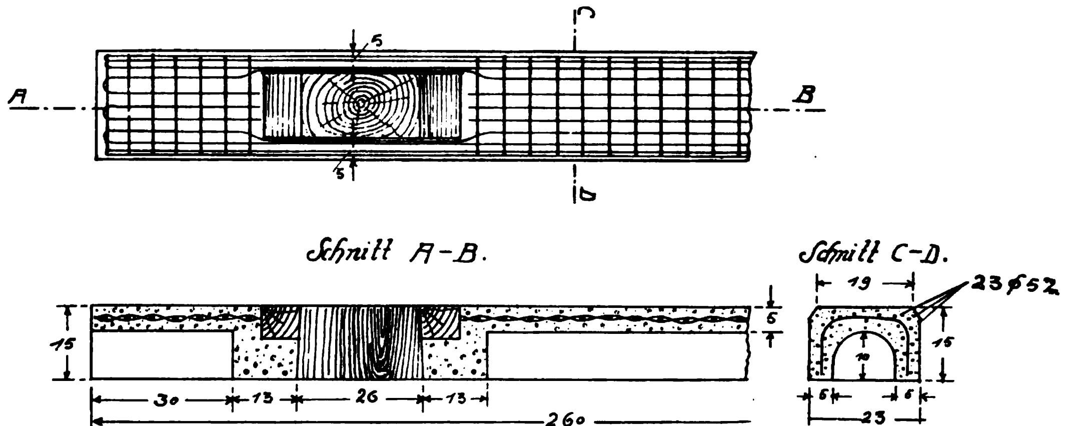


Abb. 59 bis 61. Schwelle von der französischen Ostbahn.

querschnitt am Schienenlager in bedenklicher Weise, wovon die dort aufgetretenen Risse Zeugnis geben.

Der Gleitwiderstand der Einlagen, den Considère an einzelnen sorgfältig herausgeschnittenen Probestücken genau untersucht hat, erwies sich als außerordentlich hoch, was zum Teil auf die vielfach verbogene Form der Einlagen und zum Teil auf die große Festigkeit des anscheinend schon mehrere Jahre alten Betons zurückzuführen ist.

System Voitel.

Die der Firma E. Voitel in Klein-Saubernitz patentamtlich geschützte Eisenbetonschwelle ist in Abb. 62 bis 64 dargestellt. Sie besitzt einen rechteckigen Querschnitt von den Abmessungen einer gewöhnlichen Holzschwelle. Die Eiseneinlagen bestanden zuerst

aus vier quadratischen Eisen von 8 mm Stärke, die in einer Form eingelegt waren, die allenfalls einem Träger auf zwei Stützen, auf keinen Fall aber der Beanspruchung einer Schwelle entspricht. Belastungsproben, die derart vorgenommen wurden, daß die Schwellen auf 1,7 m frei gelagert und in der Mitte belastet wurden, ergaben zwar ansehnliche Festigkeitszahlen, die Unzulänglichkeit der Armierung hätte sich aber sofort gezeigt, wenn die Versuchsschwellen an der Schienenauflage gestützt und von unten belastet worden wären, was der tatsächlichen Beanspruchung jedenfalls besser entsprochen hätte.

Die Befestigung der Schiene geschah durch zwei einbetonierte Schrauben, die an dünnen Flacheisen verankert waren und den Schienenfuß mittels zweier Klemmplättchen faßten. Diese Befestigungsweise hat viele Nachteile und dürfte sich selbst für Kleinbahnen als zu schwach und unpraktisch erweisen. Wenn der Erfinder trotzdem seinen Schwellen eine Lebensdauer von über 100 Jahre zusprach, so kann man sich schon im Hinblick darauf eines leisen Lächelns nicht gut erwehren.

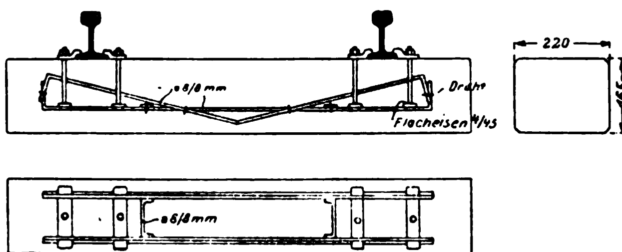
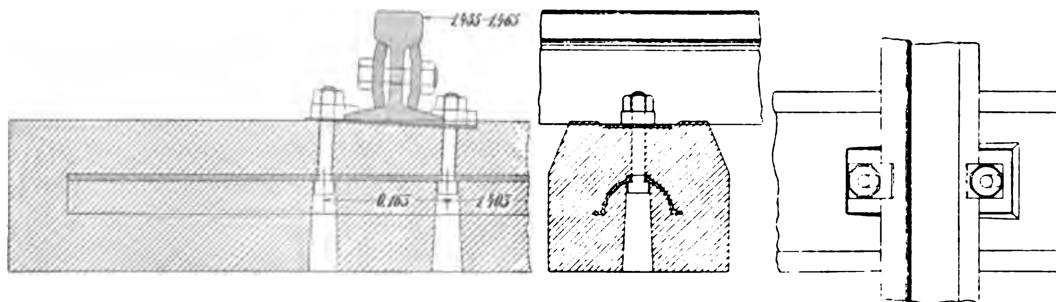


Abb. 62 bis 64. Kleinbahnschwelle von Voitel.

Der Erfinder ersetzte denn auch diese Konstruktion bald durch eine andere, die in Abb. 65 bis 67 wiedergegeben ist. Als Einlage ist hier ein Zoreseisen Nr. 5 von etwa 5 kg Gewicht für 1 lfd. m. vorgesehen. Das Eisen ist, wie aus der Abbildung ersichtlich, in der Mitte des Querschnitts eingelegt. Diesem Umstand und dem mangelhaften Verbunde mit dem Beton ist auch die geringe Tragfähigkeit zuzuschreiben, welche die mit 1,5 m Stützweite angestellten Belastungsproben ergaben, und die kaum den zehnten Teil der früheren Tragfähigkeit betrug.

Die Schienenbefestigung weist jedoch gegenüber der früheren ganz erhebliche Verbesserungen auf. Der Schienenfuß ruht nicht mehr direkt auf dem Beton, sondern


Abb. 65 bis 67. Neue Querschwelle von Voitel.

auf einer eisernen Unterlagsplatte, die eine Zerstörung des Betons erschwert und die Anstrengung der Befestigungsschrauben wesentlich vermindert. Die Schraubenbolzen werden durch eine konische Aussparung im Beton und eine Bohrung der Zoreseisen von unten eingeführt, und sind, freilich nicht ohne Herausheben der Schwelle aus der Bettung, auswechselbar. Spurerweiterungen sind dadurch möglich, daß die Klemmplättchen mit Langlöchern versehen sind, in welche neben den Schraubenbolzen noch passende Beilagen eingefügt werden.

Das Gewicht einer solchen Schwelle beträgt etwa 200 kg, der Preis stellt sich einschließlich der Eiseneinlage auf 4,50 Mark für das Stück.

Es scheint, daß der Erfinder auch mit seiner abgeänderten Konstruktion nicht durchgedrungen ist, denn über praktische Versuche und Erfahrungen ist bis heute nichts bekannt geworden.

Die bayerische Staatsbahnschwelle.

Eine der wenigen in Deutschland angewendeten Eisenbetonschwellen ist die bayerische Staatsbahnschwelle, welche nach Anregungen des Eisenbahnpräsidenten Endrees und Direktor W. Luft von der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. in Nürnberg hergestellt und im Jahre 1906 probeweise auf der zweigleisigen Strecke Nürnberg—Bamberg verlegt wurde.

Die Schwelle besitzt nach Abb. 68 bis 71 einen trapezförmigen Querschnitt von 26 cm unterer und 18 cm oberer Breite bei 15 cm Höhe; ihre Länge ist 2,7 m. Man sieht, daß diese Abmessungen mit denen einer gewöhnlichen Holzschwelle nahezu übereinstimmen. Die Schwellenoberfläche ist nach der Mitte und nach den Enden zu etwas abgeschrägt, so daß unter der Schienenauflage der größte Querschnitt vorhanden ist. An der Unterfläche ist die Schwelle fast auf ihre ganze Länge hohl geformt, um die Reibungsarbeit in der Bettung zu vermehren und eine bessere Schwellenlage herbeizuführen.

Die Armierung der Schwelle bestand aus zwei Rundeisen von 8 mm Durchmesser, die nicht ganz so lang wie die Schwelle und im oberen Teil des Querschnitts eingebettet lagen. Die untere Armierung bestand aus Saumwinkeln von 20/30 mm, die zu einem geschlossenen Rahmen zusammengefügt waren. Diese Winkeleisen konnten zwar als Schutz gegen die Schläge der Stopfhacke, wegen des mangelnden Verbundes mit dem Beton und der ungenügenden Haftfestigkeit aber nicht für die Aufnahme der unter dem Schienenfuß auftretenden Zugspannungen in Betracht kommen, so daß man hier fast ganz auf die Zugfestigkeit des Betons angewiesen war.

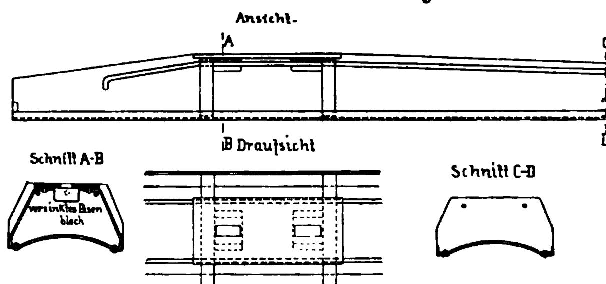


Abb. 68 bis 71. Die bayerische Staatsbahnschwelle.

Die Einrichtung zur Befestigung der Schienen ist sehr bemerkenswert und als die beste der bis jetzt vorliegenden Befestigungen anzusehen. Wie aus der Abb. ersichtlich, wird der Schienendruck durch einen besonderen, in den Beton eingebetteten Auflagerstuhl auf die Armierung der Schwelle übertragen. Dieser Auflagerstuhl besteht aus zwei trapezförmig gebogenen Rahmen aus Flacheisen 5/30 mm, auf welchen eine 10 mm starke Eisenplatte von 15/35 cm festgenietet ist. Auf der Eisenplatte wird nun in ganz derselben Weise wie bei einer eisernen Schwelle eine Unterlagsplatte befestigt. Zur Aufnahme der Schwellenschrauben sind mittels zweier Kästchen aus verzinktem Eisenblech Hohlräume im Beton ausgespart.

Die an eisernen Schwellen gemachten, vieljährigen Erfahrungen sind also hier in geschickter Weise benutzt, und die Befestigung dürfte, wenn erst noch einige durch die Erfahrung gegebene kleine Verbesserungen vorgenommen sind, auch den schärfsten Anforderungen genügen. Insbesondere sind die Befestigungsschrauben bequem auszuwechseln; Spurerweiterungen sind durch Anwendung von Spurplättchen leicht zu

erreichen, so daß ein und derselbe Schwellentyp für die gerade Strecke, wie für Kurven benutzt werden kann.

Die auf der Probestrecke bei Eltersdorf verlegten Schwellen lagen zur Hälfte in Sand- und zur anderen Hälfte in Basaltschotterbettung. Das Gleis war mit Stahlschienen von der neuesten und stärksten Form X, für 8 t Raddruck bei 43,5 kg Gewicht für 1 lfd. m ausgerüstet.

Die an den Schwellen gemachten Wahrnehmungen brachten deutlich zum Ausdruck, daß der Auflagerstuhl in der Tat eine gute Druckverteilung nach unten bewirkt. Da ihm aber jeder Querverband fehlte, trat ein Ausknicken der verhältnismäßig dünnen Flacheisen und infolgedessen ein Lossprengen des umgebenden Betons ein. Die ersten Risse im Beton wurden in der Schwellenmitte festgestellt, ein Umstand, der auf die dort auftretenden großen Zugspannungen deutlich hinweist, denen aber durch verstärkte Eiseneinlagen wirksam begegnet werden kann.

Die Schwellen haben sich in der Sandbettung besser gehalten wie in der Schotterbettung, da erstere eine gleichmäßigere Unterlage darbot. In beiden Bettungsarten lag jedoch das Gleis in wagerechter wie in lotrechter Richtung während fünf Monate gleich tadellos, obwohl in dieser Zeit keinerlei Nacharbeit an dem Gleis vorgenommen wurde. Diese feste und schöne Gleislage wurde hauptsächlich dem großen Gewicht der Schwellen zugeschrieben, das 189 kg für das Stück betrug.

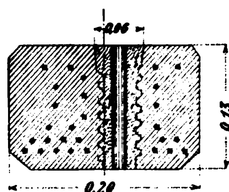
Die Versuche werden zurzeit mit stärker und gleichmäßiger bewehrten Schwellen fortgesetzt.

Schwellen der italienischen Staatsbahnen (11).

Rete Adriatica.

Die italienische Mittelmeerbahn stellt seit dem Jahr 1900 Versuche in großem Maßstabe mit Eisenbetonschwellen nach dem Patent Ausano Caio an. In Abb. 72 u. 73 ist diese Schwelle im Schnitt dargestellt.

Der Schwellenquerschnitt ist ein Dreieck mit abgestumpften Ecken, das an den Auflagestellen der Schienen in ein Rechteck übergeht. Die Eiseneinlage besteht aus 28 5 bis 6 mm starken Rundeisen, die in Form eines doppelten **T** über den Querschnitt verteilt sind. Für die Schienenauflage ist im Beton eine Aussparung mit



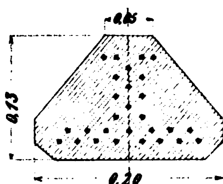


Abb. 72 u. 73. Querschnitte der italienischen Querschwelle von 1900.

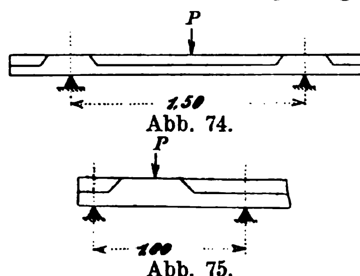


Abb. 74.

Abb. 75.

einer Neigung von 1 : 20 vorgesehen. Die Befestigung der Schiene geschieht mittels Schwellenschrauben, die in Hartholzdübel System Collet geschraubt werden, deren Form aus Abb. 72 ersichtlich ist.

Das Gewicht der Schwelle betrug 130 kg, ihre Kosten stellten sich auf 9 bis 10 Mark.

Die Schwellen wurden in der Werkstätte von Ancona in hölzernen, mit Eisen verstärkten Formen unter Anwendung von hydraulischem Druck hergestellt und einer großen Reihe von Belastungsproben unterzogen.

In der nachstehenden Tabelle sind einige Ergebnisse der Belastungsproben zusammengestellt:

Serie 1a. Alter der Probeschwellen 3 Monate. Belastung der Schwelle nach dem Schema der Abb. 74:

Betriebslast	$p = 1850$	1650	2000	2000 kg
Bruchlast	$P = 2450$	2220	3200	3180 „
Durchbiegung bei 1 t	$d = 1{,}1$	2,2	1,0	1,3 mm.

Serie 2a. Alter der Probeschwellen 5 Monate. Belastung der Schwellen nach dem Schema der Abb. 75:

Betriebslast	$v_1 = 3500$	4500	3000	4500 kg
Bruchlast	$P_1 = 4500$	5000	5000	5000 „
Durchbiegung bei 1,5 t	$d = 0{,}4$	0,5	0,7	0,9 mm.

Schwellen dieser Art wurden zuerst auf der zweigleisigen Linie Ancona—Foggia verlegt, wo sie sich gut bewährt haben sollen. Abb. 76 stellt eine Gleisstrecke am Eingang der Station Ancona dar.


Abb. 76. Eisenbetonschwellen der italienischen Staatsbahn auf der Linie Ancona—Foggia.

Infolge der guten Erfahrungen, die die Südbahn mit diesen Schwellen gemacht hat, beabsichtigt die italienische Staatsbahnverwaltung, nun Versuche in größtem Maßstabe anzustellen und hat zur Zeit die Lieferung von 300 000 Eisenbetonschwellen ausgeschrieben, die in 15 Losen

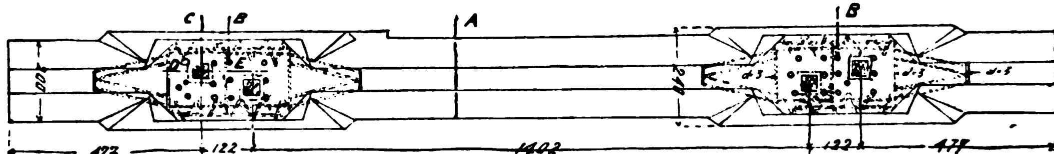


Abb. 77. Grundriß der italienischen Querschwelle von 1906.

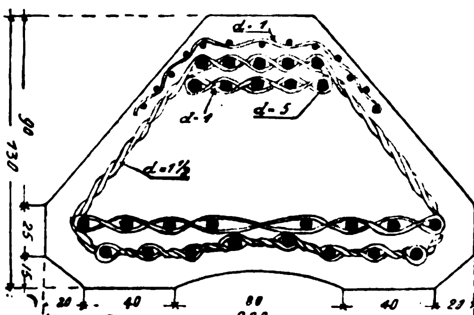


Abb. 78. Schnitt A der Schwelle von 1906.

von 20 000 Stück vergeben werden soll. Doch haben sich Änderungen in den Details der Schwelle als notwendig erwiesen.

Die Gestalt der neuen Type vom Jahr 1906 ist aus Abb. 77 bis 82 ersichtlich. Die Anordnung der Eiseneinlagen ist wesentlich abgeändert. Während sie früher im ganzen Querschnitt verteilt lagen, sind die Eisen nunmehr an den Rand des Querschnitts, wo

die größten Zugspannungen auftreten, verlegt. Dadurch wird eine wesentliche Verminderung der Eisenzugspannung erzielt, die sich insbesondere in Schwellenmitte nach der Rechnung als zu groß erweist.

In der oberen Faser liegen in Schwellenmitte nun zehn durchgehende Rundeisen von 5 mm Durchmesser in zwei Reihen übereinander, in der unteren Faser 16 Rundeisen, gleichfalls von 5 mm Durchmesser und in zwei Lagen, zu denen an der Schienenauflage noch weitere vier kommen. In Schwellenmitte sind die oberen Eiseneinlagen von einem Drahtnetz umgeben, das aus 1 mm starkem Draht mit 1 cm Maschenweite geflochten ist. Am Schienenauflager ist dies Drahtnetz an der oberen und an der unteren Einlage vorgesehen, außerdem sind hier die Rundeisen durch doppelt geflochtene Drähte abgebunden und die Armierung durch einige schräg stehende Bügel noch weiter verstärkt.

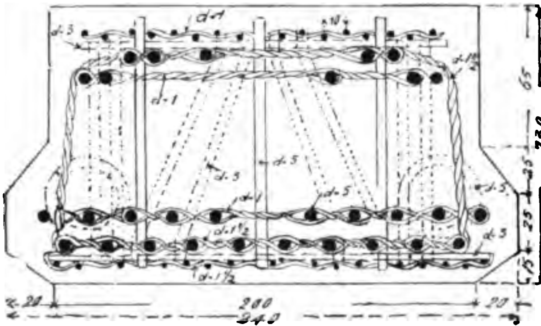


Abb. 79. Schnitt *B* der Schwelle von 1906.

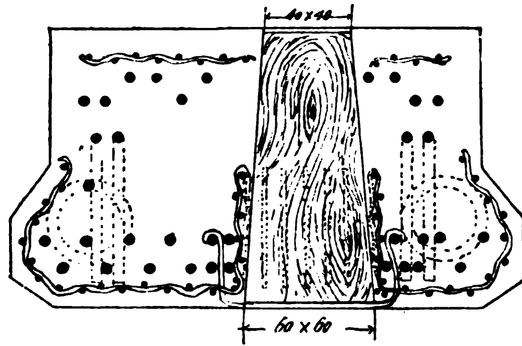


Abb. 80. Schnitt *C* der Schwelle von 1906.

An den Stellen, wo die Dübel für die Schienenbefestigung sitzen, wirken Einlagen von Spiralen und Querbügeln einer allenfalls sprengenden Wirkung des Holzes entgegen. Aus Abb. 80 bis 82 ist die Anordnung der Dübel zu ersehen. Sie bestehen aus imprägniertem Hartholz, sind 125 mm lang und haben einen Querschnitt von 40/40 mm oben und 60/60 mm unten.

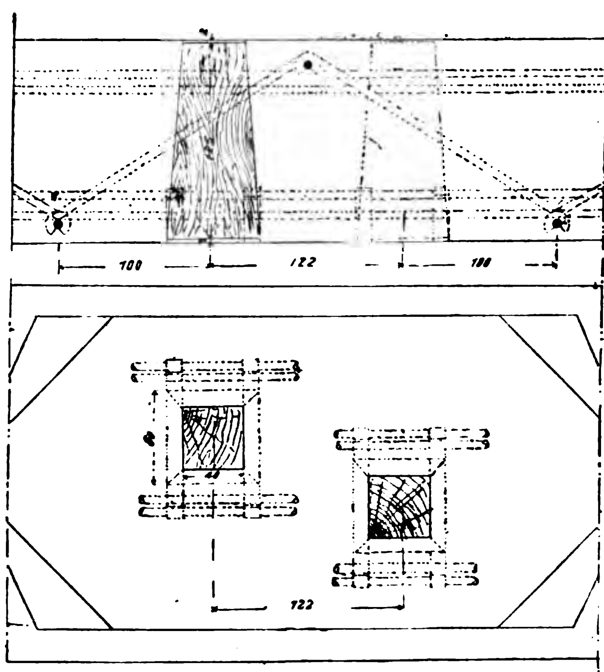


Abb. 81 u. 82. Einzelheiten zur Schwelle von 1906.

Die Befestigung des Schienenfußes geschieht in einfachster Weise durch zwei Schwellenschrauben, so daß die Auswechslung der Befestigungsmittel und die Spurerweiterung in Kurven leicht möglich ist. Nachteilig an dieser Befestigung ist der Umstand, daß der Schienenfuß unvermittelt auf dem Beton aufsitzt, weshalb sich das Lager der Schiene voraussichtlich bald abnutzt und seine Neigung ändert. Außerdem ist die Verwendung von zwei Schrauben, insbesondere wegen der fehlenden Unterlags-

platte unzureichend, da jede für sich den vom Schienenfuß ausgeübten Kräften widerstehen muß und sich infolgedessen sehr bald abnutzen und lockern wird.

Die Höhe des Schwellenquerschnitts ist wie früher 13 cm; die Breite beträgt in Schwellenmitte oben 20 cm und unten 24 cm. Zur Vergrößerung der Reibungsarbeit ist die Schwellensohle in der Mitte hohl geformt.

Das angewandte Mischungsverhältnis ist 750 kg Zement auf 1 m³ Sand von 2 bis 5 mm Korngröße. Für den Beton wird eine Zugfestigkeit von 16 kg/cm² und eine Druckfestigkeit von 160 kg/cm² vorgeschrieben. Für die Herstellung und Abnahme der Schwellen sind genaue Normen ausgearbeitet worden, die an anderer Stelle noch näher beschrieben sind.

Für eine spätere Untersuchung gebrauchen wir die Trägheitsmomente dieser Schwelle, die wir deshalb gleich hier ermitteln wollen.

Trägheitsmomente.

a) Querschnitt in der Mitte (Abb. 83):

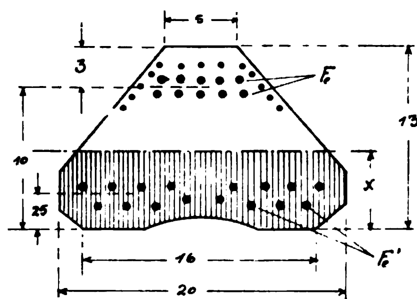


Abb. 83.

Betonquerschnitt $F_b = 184{,}7$ cm²
$F_e = 10$ R.-E. 5 mm, 12 R.-E. 1,5 mm = 2,17 cm²
$F_e' = 16$ R.-E. 5 mm = 3,14 cm²
$n = 15$.

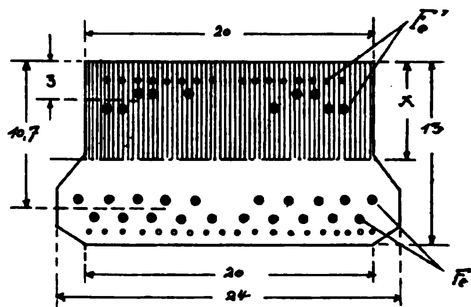


Abb. 84.

$F_b = 278{,}2$ cm²
$F_e = 20$ R.-E. 5 mm, 16 R.-E. 1,5 mm = 4,21 cm²
$F_e' = 10$ R.-E. 5 mm, 16 R.-E. 1,5 mm = 2,28 cm²

$$\begin{array}{lll} F_b = 184{,}7\ \text{cm}^2 & S = 1018{,}6\ \text{cm}^3 & J = 7\,632\ \text{cm}^4 \\ n \cdot F_e = 32{,}6\ " & s = 326{,}2\ " & i = 3\,262\ " \\ n \cdot F_e' = 47{,}1\ " & s' = 117{,}7\ " & i' = 295\ " \\ \hline \Sigma F = 264{,}4\ \text{cm}^2; & \Sigma S = 1462{,}5\ \text{cm}^3; & \Sigma J = 11\,189\ \text{cm}^4 \end{array}$$

$$x = \frac{\Sigma S}{\Sigma F} = \frac{1462{,}5}{264{,}4} = \mathbf{5{,}53}\ \text{cm}$$

$$J_x = \Sigma J - x^2 \Sigma F = 11\,189 - 5{,}53^2 \cdot 264{,}4 = \mathbf{3099}\ \text{cm}^4.$$

b) Querschnitt am Schienenauflager (Abb. 84):

$$\begin{array}{lll} F_b = 278{,}2\ \text{cm}^2 & S = 1875{,}6\ \text{cm}^3 & J = 16\,576\ \text{cm}^4 \\ n \cdot F_e = 63{,}2\ " & s = 675{,}7\ " & i = 7\,736\ " \\ n \cdot F_e' = 33{,}6\ " & s' = 100{,}8\ " & i' = 302\ " \\ \hline \Sigma F = 375{,}0\ " & \Sigma S = 2652{,}1\ " & \Sigma J = 24\,614\ " \end{array}$$

$$x = \frac{2652{,}1}{375{,}0} = \mathbf{7{,}06}\ \text{cm}$$

$$J_x = 24\,614 - 7{,}06^2 \cdot 375 = \mathbf{5923}\ \text{cm}^4.$$

Nach Mitteilung des Herrn Ing. A. Maciachini in Mailand ist für die italienische Staatsbahn ein neuer, abermals geänderter Schwellentypus in Aussicht genommen. Derselbe ist in den Abb. 87 bis 91 dargestellt. Man sieht, daß die neue Eisenbeton-

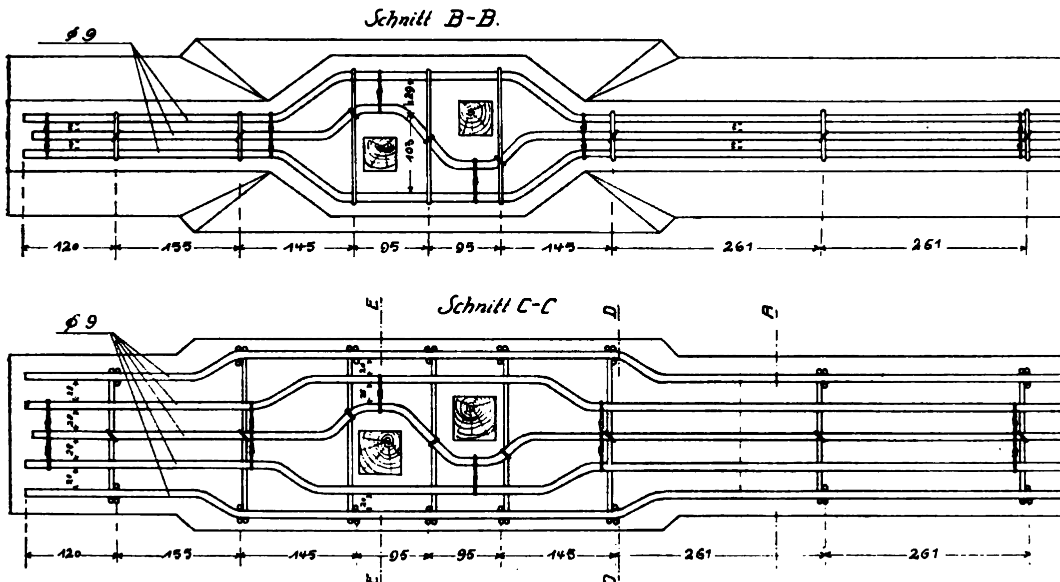


Abb. 87 u. 88. Italienische Querschwelle nach A. Maciachini.

schwelle in ihren äußeren Abmessungen gegenüber dem Typ von 1906 nahezu unverändert ist und daß im wesentlichen nur die Eiseneinlagen abgeändert worden sind. Wie aus den Querschnitten Abb. 89 bis 91 ersichtlich, sind an Stelle der vielen dünnen Einlagen weniger und stärkere Eisen eingelegt. Dadurch wird neben einer einfacheren und bequemeren Herstellung der Vorteil erreicht, daß

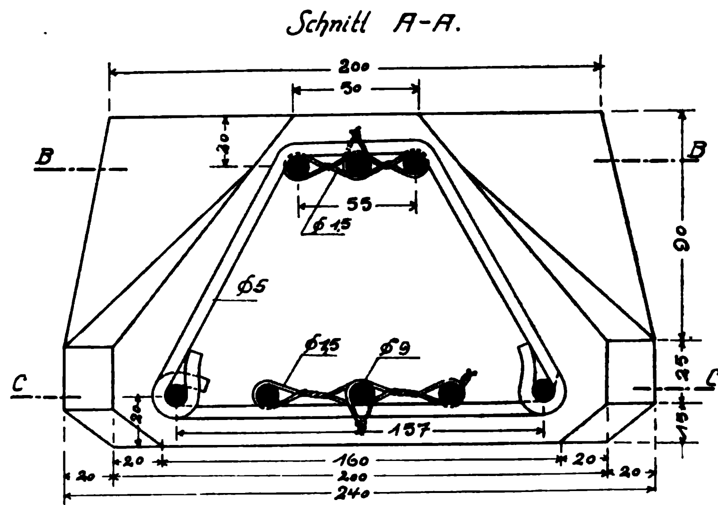


Abb. 89.

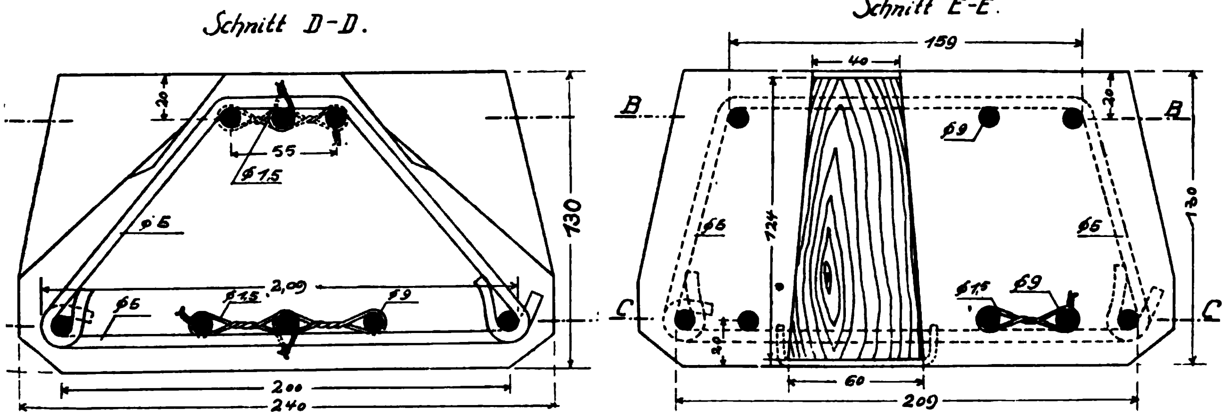


Abb. 89 bis 91. Querschnitte der Maciachini-Schwelle.

der Schwerpunkt der Eiseneinlagen mehr gegen die Außenflächen des Betons verschoben und die Nutzhöhe vergrößert wird.

Daher ergeben sich, obwohl die Eisenquerschnitte wesentlich kleiner sind als bei Typ 1906, doch nahezu die gleichen Trägheitsmomente. In Schwellenmitte ist, wie der untenstehende Nachweis zeigt, das Trägheitsmoment sogar noch größer. Dafür hat diese Anordnung den Nachteil, daß sich infolge der wenigen Eiseneinlagen viel größere — nach den bei uns üblichen Konstruktionsregeln — unzulässig hohe Haftspannungen ergeben, wie dies gelegentlich der genauen Berechnung dieser Schwellen später noch nachgewiesen wird.

Trägheitsmomente.

a) Querschnitt in der Mitte (Abb. 85):

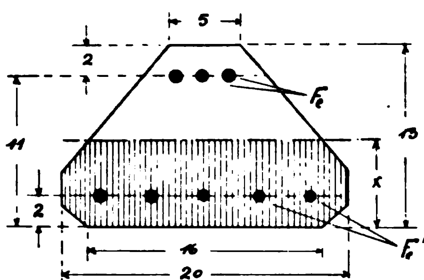


Abb. 85.

$F_b = 190{,}1$ cm²

$F_e = 3$ R.-E. 9 mm $= 1{,}91$ cm²

$F_e' = 5$ R.-E. 9 mm $= 3{,}18$ cm².

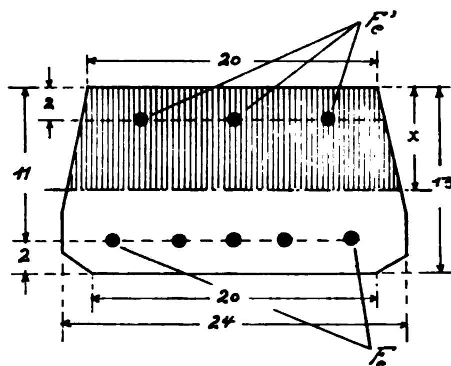


Abb. 86.

$F_b = 293{,}8$ cm²

$F_e = 5$ R.-E. 9 mm $= 3{,}18$ cm²

$F_e' = 3$ R.-E. 9 mm $= 1{,}91$ cm².

$F_b = 190{,}1$ cm²	$S = 1018{,}6$ cm³	$J = 7\,632{,}0$ cm⁴
$n \cdot F_e = 28{,}6$ „	$s = 314{,}8$ „	$i = 3\,463{,}0$ „
$n \cdot F_e' = 47{,}7$ „	$s' = 95{,}4$ „	$i' = 190{,}8$ „
$\Sigma F = 266{,}4$ „	$\Sigma S = 1428{,}8$ „	$\Sigma J = 11\,285{,}8$ „

$$x = \frac{1428{,}8}{266{,}4} = \mathbf{5{,}36}\text{ cm}$$

$$J_x = 11\,285{,}8 - 5{,}36^2 \cdot 266{,}4 = \mathbf{3632}\text{ cm}^4.$$

b) Querschnitt am Schienenauflager (Abb. 86):

$F_b = 293{,}8$ cm²	$S = 1953{,}6$ cm³	$J = 17\,019{,}0$ cm⁴
$n \cdot F_e = 47{,}7$ „	$s = 524{,}7$ „	$i = 5\,771{,}7$ „
$n \cdot F_e' = 28{,}6$ „	$s' = 57{,}2$ „	$i' = 104{,}3$ „
$\Sigma F = 370{,}1$ „	$\Sigma S = 2535{,}5$ „	$\Sigma J = 2\,2895{,}0$ „

$$x = \frac{2535{,}5}{370{,}1} = \mathbf{6{,}85}\text{ cm}$$

$$J_x = 22\,895 - 6{,}85^2 \cdot 370{,}1 = \mathbf{5530}\text{ cm}^4.$$

d) Durchgehende Platten.

Infolge der Verwendung von Beton ist es möglich, einen Oberbau auch ohne die Bettung aus Kleinschlag, Kies oder Sand herzustellen, die die meisten Unterhaltungskosten verursacht und daher die schwächste Stelle unseres heutigen Oberbaues bildet. Bei Straßenbahnen geschieht dies ja schon längere Zeit. Die Schienen werden

da meist direkt auf einer Betonplatte verlegt und Schwellen nur mehr an den Stößen und zur Erzielung eines guten Querverbandes verwendet.

Nun werden auch Vorschläge gemacht, den Oberbau von Hauptbahnen in ähnlicher Weise auszugestalten und dem Gleis dadurch, daß es auf einer durchgehenden unbiegsamen Eisenbetonplatte verlegt wird, eine größere Steifigkeit und eine dauernd unveränderliche Lage zu erteilen. Der Einwand, der von Eisenbahnfachleuten gegen eine solche Konstruktion zuweilen erhoben wird, daß bei einem Oberbau ohne die Elastizität des jetzigen sehr bald eine Zerstörung der Schienen eintreten würde, wird wohl kaum ernstlich aufrecht erhalten werden. Denn alle durch die Betriebserfahrungen bedingten Veränderungen und Verbesserungen, welche im Laufe der Zeit an dem Oberbau vorgenommen wurden, gehen am Ende darauf hinaus, den elastischen in einen möglichst unelastischen Oberbau umzuwandeln: Für die stark belasteten Strecken werden die schwersten und stärksten Schienen verwendet. Die Schwellen werden so nahe zusammengerückt, als es aus praktischen Rücksichten nur angängig ist. Die stärkste Bettung, welche die geringsten Senkungen erfährt, ist der allgemeinen Anschauung nach auch die beste.

Mit all diesen Veränderungen kommt man doch zweifellos einem unbiegsamen Oberbau immer näher. Wenn der Oberbau in seiner heutigen Form als Ergebnis jahrzehntelanger Arbeit und Erfahrung auch allgemein anerkannt ist und als ziemlich endgültig angesehen werden kann, so braucht man doch nicht zu verschweigen, daß er an einem Grundfehler leidet, wenn er fortdauernder Nacharbeiten bedarf. Wenn es gelingt, eine andere Konstruktion herzustellen, welche dem Gleis eine dauernd gute Lage sichert, so kann sie auch bei wesentlich höheren Anlagekosten dem heutigen Oberbau wirtschaftlich überlegen sein, weil die hohen Unterhaltungskosten dann zum größten Teil wegfallen.

Diesem Gedanken verdankt auch die folgende Konstruktion ihre Entstehung.

Gleisbettung aus Eisenbeton nach J. W. Schaub, N.-Y. (12).

Für die zur Zeit beabsichtigte Erweiterung der Untergrundbahn in New-York hat J. W. Schaub der dortigen Rapid Transit Commission die in den Abb. 92 bis 95 wiedergegebene Konstruktion vorgeschlagen.

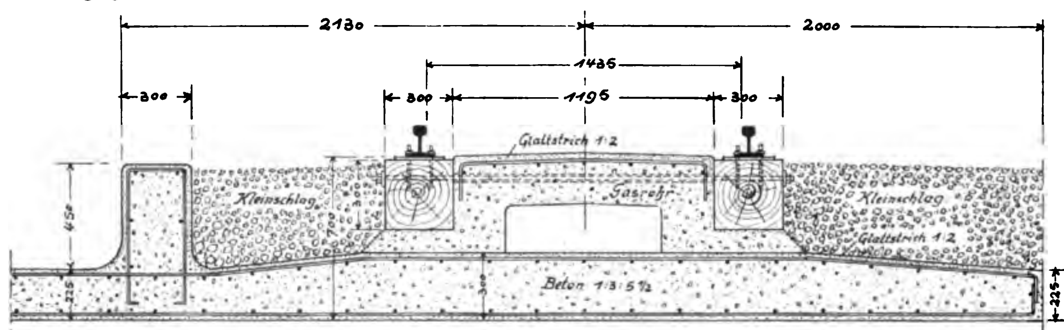


Abb. 92. Gleis auf einer Eisenbetonplatte nach J. W. Schaub.

Die Anordnung stellt ein Gleisbett aus Eisenbeton dar. Die Unterkonstruktion, eine, wie aus dem Detail (Abb. 92) ersichtlich, doppelt bewehrte Betonplatte, wird in Stärke und Armierung den jeweiligen Untergrundverhältnissen angepaßt. In einem Tunnel, wo der Oberbau auf Fels zu liegen kommt, wird meist nur eine dünne Lage von Beton lediglich zum Ausgleich des Planums nötig sein (Abb. 94 u. 95). Auf

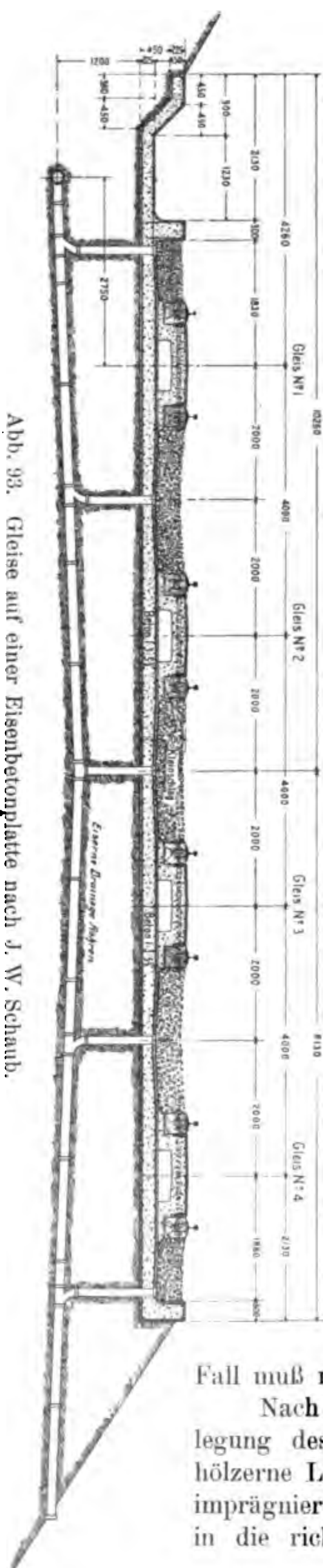


Abb. 93. Gleise auf einer Eisenbetonplatte nach J. W. Schaub.

Dämmen, die sich noch nicht genügend gesetzt haben, wird es manchmal erforderlich sein, besondere Tragmauern aus Beton aufzuführen, oder bei sehr hohen Dämmen das ganze Gleis auf Betonpfählen zu gründen. In jedem

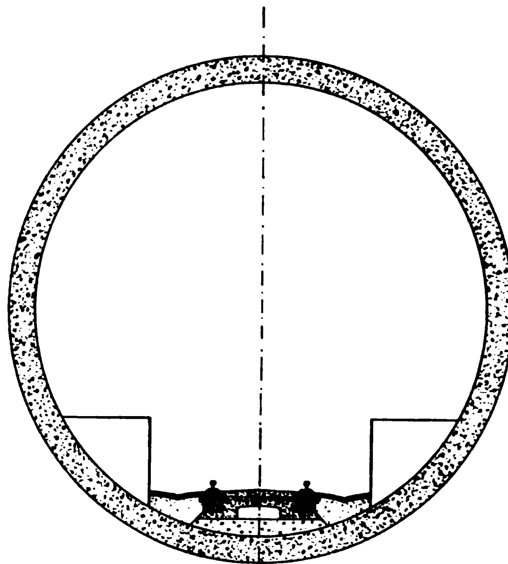


Abb. 94.

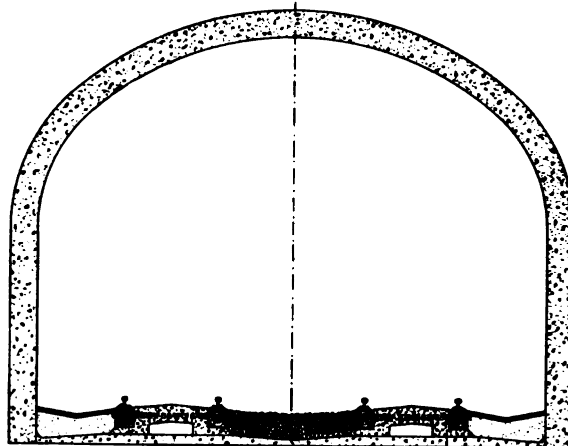


Abb. 94 u. 95. Tunnel der N. Y. Untergrundbahn mit Gleisbettung nach J. W. Schaub.

Fall muß man der Platte eine unnachgiebige Unterlage geben.

Nach Fertigstellung der Eisenbetonplatte kann mit der Verlegung des Gleises begonnen werden. Die Schienen kommen auf hölzerne Langschwellen und eiserne Unterlagsplatten zu liegen. Die imprägnierten Schwellen werden auf Holzkeile gelegt, um die Schienen in die richtige Höhenlage bringen zu können, und die Spurweite

der Schienen durch Querstangen gesichert, die in Abständen von 60 cm durch die Schwellen hindurchgehen. Diese Spurstangen stecken in Gasrohren und werden, um die auf die Schwellen ausgeübten, seitlichen Kräfte sicher auf den Beton zu übertragen mit Muttern und Unterlagsplatten fest verschraubt. Nachdem die Schienen ganz genau ausgerichtet sind, werden die Zwischenräume unter und zwischen den Schienen mit Beton ausgestampft. Dabei kann, wie in Abb. 93 angedeutet, ein Hohlraum ausgespart werden, um elektrische Leitungen aufzunehmen und gleichzeitig an Beton zu sparen.

Der Raum außerhalb der Schienen wird mit Schotter ausgefüllt, doch kann die Auffüllung auch mit Sand geschehen und zur Vermeidung von Staubbildung abgepflastert werden. Auf eine ausgiebige Entwässerung und Drainage ist natürlich die größte Sorgfalt zu verwenden.

Die am meisten ins Gewicht fallenden Vorteile dieser Konstruktion sind folgende:

1. Die Schienenunterstützung erhält ihre endgültige Form erst, nachdem die Schienen genau ausgerichtet sind, so daß das Legen des Oberbaues leicht vor sich gehen kann.

2. Die Langschwellen bestehen aus kurzen Hölzern und können seitlich unter den Schienen hervorgeschoben und ausgewechselt werden, ohne daß man die Schienen aus dem Gleis herauszunehmen braucht. Auf diesen Umstand wird beispielsweise von seiten der N.-Y. Untergrundbahn großes Gewicht gelegt.

3. Die Schienen kommen mit dem Beton nicht in unmittelbare Berührung. Die Holzschwellen nehmen alle Kräfte in lotrechter und wagerechter Richtung auf und machen die auf den Beton ausgeübten Stöße unschädlich.

4. Die Wirtschaftlichkeit. Die Kosten von 4 Gleisen, die etwa nach Abb. 93 in der vorbeschriebenen Weise hergestellt werden, betragen ungefähr 250 000 Mark für ein Kilometer. Diese Summe mag außerordentlich hoch erscheinen, wenn aber die Ersparungen an Unterhaltungskosten in Betracht gezogen werden, von den verminderten Betriebs- und Reparaturkosten für das rollende Material gar nicht zu reden, so bedeutet die einmalige Mehrausgabe in Wirklichkeit eine Ersparnis. In der folgenden Zusammenstellung, die ebenso wie die beigefügten Abbildungen dem „Cement Age“ entnommen sind, ist die von Schaub aufgestellte, dahin zielende Kostenberechnung angegeben.

Vergleichende Kostenberechnung für eine viergleisige Bahn (ausschließlich Schienen).

7 m^3 Beton zu 27 ℳ.	189 ℳ.	
3,5 m^3 Schotter zu 6 ℳ.	21 „	
Schwellen, Spurstangen, Unterlagsplatten	33 „	
Entwässerungsanlage	27 „	
für 1 m Gleis	270 ℳ.	
für 1 km 1000 × 270		270 000 ℳ.
Altwert der vorhandenen Gleiskonstruktion		25 000 „
Gesamte Anlagekosten		245 000 ℳ.
Unterhaltungskosten der jetzt bestehenden 4 Gleise für 1 Jahr und km		12 700 ℳ.
Kosten für Auswechslung, Erneuerung		5 080 „
Insgesamt für 1 Jahr		17 780 ℳ.

Unterhaltungskosten der 4 neuen Gleise für 1 Jahr und km	1016 *M.*	
Kosten für Auswechslung	1524 „	
Insgesamt für 1 Jahr		2540 „
Gesparte Unterhaltungskosten		15240 *M.*
Hiervon ab 4 vH. Zinsen aus 245000 *M.*		9800 „
Somit jährliche Ersparnis für ein Kilometer Bahn		5440 *M.*

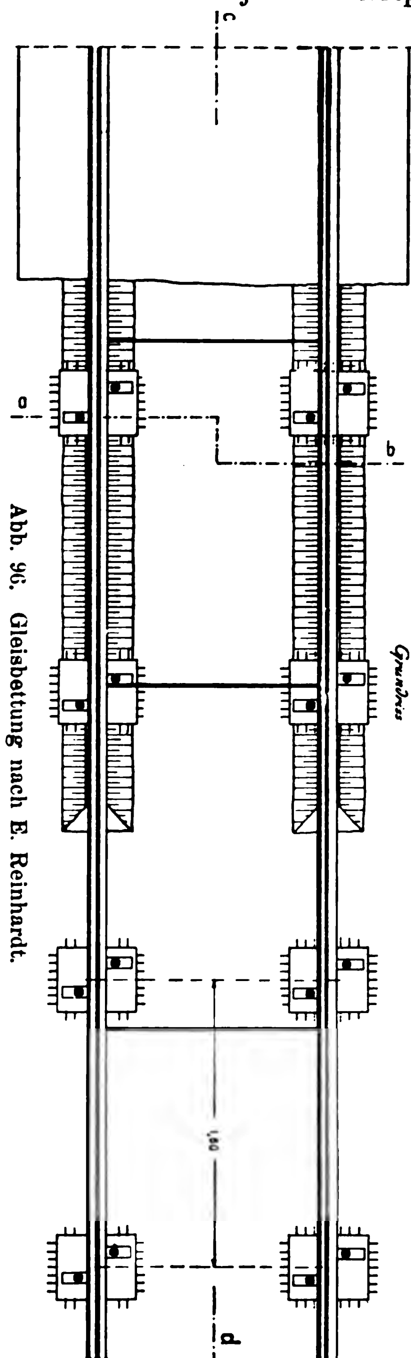


Abb. 96. Gleisbettung nach E. Reinhardt.

Gleisbettung aus Eisenbeton für Straßenbahnen nach E. Reinhardt (13 u. 14).

Bekanntlich wird die Bettung für Straßenbahngleise in der Regel so hergestellt, daß die Schienen auf eine 15 bis 20 cm starke Betonplatte verlegt werden, die sich über die ganze Gleisbreite erstreckt. Die Arbeit muß in mehreren Abschnitten ausgeführt und dem Beton jedesmal Zeit gegeben werden, genügend zu erhärten. Das wird in verkehrsreichen Straßen, wo es sich darum handelt, die durch eine Gleisverlegung hervorgerufene Verkehrsstörung auf ein Minimum zu beschränken, besonders unangenehm. In solchen Straßen wird die Arbeit überhastet, die Gleise werden verlegt und befahren, bevor der Beton hart geworden ist. Die Folge davon ist, daß sehr bald Lösungen der Schienen eintreten und das umgebende Pflaster zerstört wird, was besonders bei Holz- und Asphaltpflaster fortdauernde und kostspielige Reparaturen veranlaßt.

Zur Vermeidung dieses Mißstandes ist nun mit gutem Erfolg der Eisenbeton nach einem von dem Stadtbauinspektor E. Reinhardt in Schöneberg-Berlin angegebenen Verfahren verwendet worden. Die neue Bauweise wurde dort von der Firma Wayss u. Freytag im Jahre 1902 erst versuchsweise und nach mehrjähriger guter Erfahrung 1906 in größerem Maßstabe angewendet.

Bei der Reinhardtschen Bauweise werden die Schienen auf vorher fertiggestellte und genügend erhärtete Eisenbetonplatten verlegt, die 10 cm stark, in der Schienenrichtung 40 und in der Querrichtung 50 cm lang sind. Die Platten erhalten zwei gekreuzte Einlagen von 7 bezw. 8 R.-E. 7 mm, die in der Mitte der Platte unten liegen, an ihrem Rande aufgebogen sind und noch etwa 10 cm über die Platte hinausragen, um einen guten Verband mit dem später aufzubringenden Beton zu sichern. Der zu den Platten verwendete Beton wird im Verhältnis $1:3^1/_2$ bis $1:4$ gemischt und erdfeucht in Formen ge-

stampft. Die Platten haben sich in diesen Abmessungen gut bewährt und reichen, wenn sie in Abständen von 2 m verlegt werden, allein schon hin, um den Schienendruck aufzunehmen und auf den Boden zu übertragen.

Bei der Herstellung der Gleisbettung wird nun so verfahren, daß die etwa 40 kg schweren Platten auf dem Straßenplanum in einem 3 bis 4 cm starken Zementmörtelbett und in Abständen verlegt werden, die in geraden Strecken höchstens 1,8 m von Mitte zu Mitte betragen.

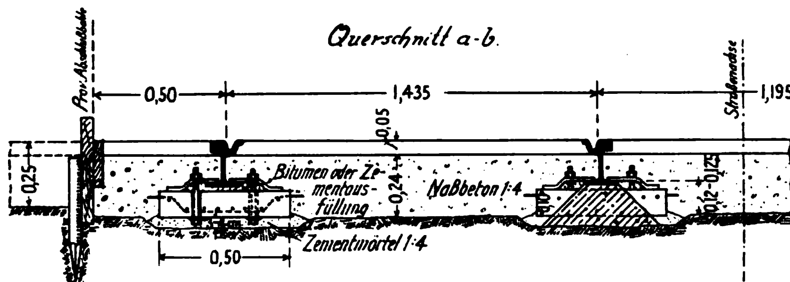


Abb. 97.

In Krümmungen, Kreuzungen und in Strecken, die alsbald wieder befahren werden sollen, wurde der Plattenabstand bis auf die Hälfte und stellenweise noch weiter ermäßigt.

Während man die Schienen auf dem Beton, dem allgemeinen Gebrauch folgend, zuerst nicht befestigte, ist man jetzt ganz zu der im



Abb. 99. Gleisplatten nach E. Reinhardt in gekrümmten Strecken.

Eisenbahnbau üblichen Befestigungsweise übergegangen und hat damit sehr gute Erfahrungen gemacht. Die Befestigung wird so vorgenommen, daß in den Eisenbetonplatten Löcher ausgespart werden, in welche die mit Kopf und Unterlagscheibe versehenen Schrauben von unten gesteckt werden. Der Schienenfuß wird dann in der üblichen Weise mit Klemmplatten festgespannt.

Die Schienen werden, um sie bequem ausrichten zu können, auf

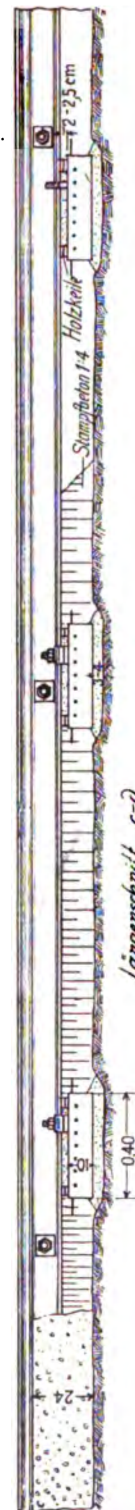


Abb. 97 u. 98. Reinhardtsche Bauweise.

Keilen aus Eichenholz verlegt, so daß zwischen der Eisenbetonplatte und dem Schienenfuß eine 2 cm starke Fuge verbleibt, die mit Zementmörtel oder heißem Asphalt ausgegossen wird. Sowie dies geschehen ist, wird der Raum zwischen den



Abb. 100. Arbeitsvorgang bei der Reinhardtschen Bauweise.

einzelnen Eisenbetonplatten und der ganze Schienenkörper bis zur Unterkante des Pflasters mit erdfeuchtem Beton ausgestampft.

In der Weise wurde unter sonst gleichen Verhältnissen mit der halben Arbeiterzahl mehr als doppelt so viel Schienenlager wie bei der sonst üblichen Gleisbettung hergestellt. Auch hinsichtlich der Kosten ist die neue Bauweise der älteren überlegen, indem sich der Gleiskörper etwa um 12 vH. billiger stellt wie früher.



Abb. 101. Oberbau der Bengal and Nagpur-Bahn.

Die Abb. 96 bis 98, welche der Wochenschrift des Architektenvereins in Berlin entnommen sind, stellen die Konstruktion in zwei Schnitten und in der Draufsicht dar, während Abb. 99 u. 100 ein gutes Bild von dem Arbeitsvorgang geben.

Anschließend an die beiden vorbeschriebenen Konstruktionen durchgehender Platten geben wir in Abb. 101 noch ein interessantes Bild von der Gleisverlegung bei der ostindischen „Bengal and Nagpur"-Eisenbahn, wo mittels Beton, der, wo nötig,

durch Einlagen von Streckmetall biegungsfest gemacht wird, ein für die dortigen Verhältnisse sehr geeigneter Oberbau geschaffen wird.

5. Ermittlung der Schwellenbeanspruchung.

a) Durch Theorie.

Die Schwelle ist ein Träger auf nachgiebiger Unterlage, der in seiner ganzen Länge unterstützt ist. Wie bei anderen Trägern ist daher die Beanspruchung der Schwelle abhängig von ihren Abmessungen und der Festigkeit ihres Materials, sowie von der Größe der angreifenden Kräfte. Daneben aber wegen der besonderen Art der Auflagerung auch noch von der Widerstandsfähigkeit der Bettung, d. h. von der Beschaffenheit und Festigkeit des Materials, in das die Schwelle gebettet ist.

Die Widerstandsfähigkeit der Bettung wird, wie die aller anderen Körper, hauptsächlich durch zwei Eigenschaften gekennzeichnet: einmal durch die Grenzbelastung, bei der ihre Zerstörung erfolgt, sodann durch das Maß der Formänderung, die sie durch Lasten, die unter dieser Grenzbelastung liegen, erfährt.

Zulässiger Bettungsdruck.

Entsprechend der „Tragfestigkeit" anderer Baustoffe wird die Grenzbelastung, deren Überschreitung den ursprünglichen Zustand der Bettung zerstört, indem größere bleibende Senkungen und seitliches Ausweichen eintreten, die „Tragfähigkeit der Bettung" genannt.

Handelte es sich um ruhende Lasten und um Körper von ähnlichen Eigenschaften wie die anderer Baustoffe, so wäre die zulässige Beanspruchung der Bettung, der „zulässige Bettungsdruck", je nach der geforderten Sicherheit einem größeren oder kleineren Bruchteil der Tragfähigkeit gleich zu setzen. Nun liegen aber die Verhältnisse bei der Bettung nicht so einfach, da sie Verkehrslasten aufzunehmen hat, und ihre Zerstörung bei fortgesetztem Lastwechsel durch eine viel geringere Belastung erfolgen kann, wenn diese nur genügend oft wiederholt wird.

Jede Belastung, auch die kleinste, bringt nämlich neben einer elastischen auch eine bleibende Formänderung an der Bettung hervor, die nicht nur von der Größe der jeweiligen Last, sondern auch von der Zahl und Größe der vorausgegangenen Belastungen abhängig ist. Auf einer wenig befahrenen Strecke kann der zulässige Bettungsdruck daher größer gewählt werden als auf einer Strecke mit dichtem Verkehr.

Außerdem ist die Tragfähigkeit der Bettung und damit der zulässige Bettungsdruck auch noch von der Beschaffenheit des Untergrundes, sowie von der Form und Größe der belasteten Fläche abhängig.

Die Wahl des größtzulässigen Bettungsdrucks ist von großer Bedeutung, da hierdurch das Maß der an einem Gleis zu erwartenden Regulierungsarbeiten bedingt wird, die vom größten Einfluß auf die Kosten der Bahnunterhaltung sind.

Erfahrungsgemäß kann der durch ein bewegtes Fahrzeug hervorgerufene größte Bettungsdruck von 2 kg/cm² noch als zulässig und wirtschaftlich angesehen werden.

Bettungsziffer.

Die Tatsache, daß die Bettung infolge der Belastung durch die Schwelle Formänderungen erleidet, die wiederum mit für die Beanspruchung der Schwellen maßgebend sind, wurde zuerst von Winkler in die Theorie des Eisenbahnoberbaues eingeführt. Winkler legte seinen Berechnungen die Annahme zugrunde, daß in irgend einem Punkt unter der Schwelle der dort herrschende Gegendruck der Bettung p in

geradem Verhältnis zur Senkung y dieses Punktes steht, daß also

$$p = C \cdot y \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

gesetzt werden kann, wenn unter C ein von der Art der Bettung abhängiger Zahlenwert verstanden wird, der heute ganz allgemein „Bettungsziffer“ genannt wird.

Eine Untersuchung des Verfassers „über das elastische Verhalten der Gleisbettung“, die im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Ergänzungsheft 1906 abgedruckt ist, gibt darüber Aufschluß, ob und inwieweit diese Winklersche Hypothese zutreffend ist. An eben der Stelle wird auch nachgewiesen, daß die Bettungsziffer nicht nur von der wechselnden Beschaffenheit der Bettung selbst und von der Beschaffenheit des Untergrundes, sondern auch von der Form und Größe der Schwellen abhängig ist.

Über die Größe der Bettungsziffer geben die zahlreichen, ausgezeichneten Versuche von Häntzschel und Wasintýnsky Aufschluß.

Ersterer fand für Langschwellen und Kiesbettung:

auf leichtem Lehmboden eine Bettungsziffer	$C = 3$
„ schwerem „ „ „	$C = 7$
„ Felsuntergrund „ „	$C = 8$

Wasintýnsky fand für Querschwellen:

2,44 m lang auf Kiesbettung	$C = 4,7$
2,70 „ „ „ „	$C = 6,1$
2,70 „ „ „ Granitschotter	$C = 4,8$

Für ruhende Lasten haben die erwähnten Versuche über das elastische Verhalten der Gleisbettung und ihres Untergrundes folgende Ziffern ergeben:

quadratische Platte von 11 cm Kantenlänge auf gewachsenem Boden . .	$C = 20,4$
„ „ „ 22 „ „ „ „ „ . .	$C = 8,8$
„ „ „ 22 „ „ „ 15 cm hoher Kiesbettung	$C = 18,5$
„ „ „ 22 „ „ „ 25 „ „ „	$C = 26,2$
„ „ „ 22 „ „ „ 35 „ „ „	$C = 32,8$
„ „ „ 22 „ „ „ 45 „ „ „	$C = 32,2$
„ „ „ 22 „ „ „ 55 „ „ „	$C = 31,1$

Theorie der Schwellen (19).

Wir betrachten ein beliebiges Längenelement der Schwelle von der Breite b und der Länge dx, das von der Bettung den Gegendruck p erfährt. Dann ist, wie aus Abb. 102 ersichtlich

$$dQ = p \cdot b \cdot dx \quad \ldots \quad (2)$$

Nun ist bekanntlich

$$\frac{dM}{dx} = Q$$

und daher wegen (2)

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{dQ}{dx} = p \cdot b \quad \ldots \quad (3)$$

Abb. 102.

Die allgemein gültige Gleichung der elastischen Linie lautet nun:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} E \cdot J = -M.$$

Differentiert man diese Gleichung zweimal nach x, so erhält man

$$\frac{d^4 y}{d x^4} E \cdot J = - \frac{d^2 M}{d x^2}$$

und unter Berücksichtigung von (3)

$$\frac{d^4 y}{d x^4} \cdot E \cdot J = - p b.$$

Führt man nun die Winklersche Hypothese nach Gleichung (1)

$$p = C \cdot y$$

in Gleichung (3) ein, so erhält man die Differentialgleichung der elastischen Linie

$$\frac{d^4 y}{d x^4} \cdot E \cdot J = - b \cdot C \cdot y \quad \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

Man setze nun

$$\sqrt[4]{\frac{4 E \cdot J}{C \cdot b}} = L,$$

ferner

$$\frac{x}{L} = \xi; \qquad d x = L\, d \xi$$
$$d x^4 = L^4\, d \xi^4,$$

dann läßt sich Gleichung (4) auch in der Form schreiben:

$$\frac{d^4 y}{d \xi^4} = - 4 y.$$

Das Integral dieser Differentialgleichung ist bekannt, es lautet

$$y = \frac{1}{2} \left[(U_1 e^{\xi} + U_2 e^{-\xi}) \cos \xi + (V_1 e^{\xi} + V_2 e^{-\xi}) \sin \xi \right] \quad . \; . \quad (5)$$

von dessen Richtigkeit man sich leicht durch probeweises Differentiieren überzeugen kann.

Der endliche Stab.

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten U_1, U_2, V_1, V_2 gehen wir von dem Belastungsfall der Abb. 103 aus. Es bestehen nämlich hierfür die Bedingungen, daß bei A die elastische Linie wagerecht, also $\frac{d y}{d x} = 0$, und die Querkraft gleich $\frac{P}{2}$ ist. Bei B ist das Biegungsmoment und die Querkraft gleich Null. Setzt man nun

Abb. 103.

$$\frac{l}{L} = \lambda$$

und

$$\frac{2 + \cos 2\lambda - \sin 2\lambda + e^{-2\lambda}}{\mathfrak{Sin}\, 2\lambda + \sin 2\lambda} = u$$

$$\frac{\cos 2\lambda + \sin 2\lambda - e^{-2\lambda}}{\mathfrak{Sin}\, 2\lambda + \sin 2\lambda} = v,$$

so ergeben sich:

$$U_1 = \frac{P}{2 C \cdot b \cdot L} \cdot u$$

$$U_2 = \frac{P}{2 C \cdot b \cdot L} \cdot (2 + u)$$

$$V_1 = \frac{P}{2C \cdot b \cdot L} \cdot v$$

$$V_2 = \frac{P}{2C \cdot b \cdot L} \cdot (2 - v)$$

$$y = \frac{P}{2C \cdot b \cdot L} (\eta) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (6)$$

Die Werte für y sind so lange positiv, als $\lambda < \frac{\pi}{2}$. Wächst die Stablänge weiter, so treten auch negative y, d. h. Hebungen auf. Da der Boden keinen Zugwiderstand ausübt, die Grundgleichung (1) hier also nicht mehr gültig ist, so gelten die vorstehenden Ableitungen streng nur für solche Stäbe, bei denen

$$\lambda = \frac{l}{L} < \frac{\pi}{2}.$$

Das Eigengewicht der Schwelle und Schiene wirken ähnlich wie ein Zugwiderstand des Bodens, es entsteht daher kein großer Fehler, wenn man den Ableitungen allgemeine Giltigkeit zuschreibt. Selbst bei gewichtslosen Schwellen und Schienen beträgt der Fehler allerhöchstens 9 vH.

Der endlose Stab mit durchgehender elastischer Unterstützung.

$$\lambda = \frac{l}{L} = \infty; \qquad \mathfrak{Sin}\, \infty = \infty$$

$$u = 0$$

$$v = 0.$$

Unter Berücksichtigung dieser Werte gibt Gleichung (6) in Gleichung (5) eingesetzt

$$y = \frac{P}{2C \cdot b \cdot L} e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi) = \frac{P}{2C \cdot b \cdot L} \cdot \eta \quad \ldots \ldots \quad (7)$$

Differentiiert man Gleichung (7) wiederholt nach x, so ergibt sich unter Berücksichtigung der Gleichungen (2) bis (4)

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{P}{C \cdot b \cdot L^2} (- e^{-\xi}) \sin \xi = \frac{P}{C \cdot b \cdot L^2} \cdot \eta' \quad \ldots \ldots \quad (8)$$

$$M = \frac{P \cdot L}{4} e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) = \frac{P \cdot L}{4} \mu \quad \ldots \ldots \quad (9)$$

$$Q = \frac{P}{2} (- e^{-\xi}) \cos \xi = \frac{P}{2} \mu' \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

Die Werte der angeführten Koeffizienten η, η', μ, μ' sind von Zimmermann ein für allemal berechnet und den für den praktischen Gebrauch sehr geeigneten Tabellen in seinem bekannten Werk (19) zu entnehmen.

L ist die halbe Länge des stellvertretenden unbiegsamen Stabes und liegt für die gebräuchlichsten Querschnittsformen und Bettungsarten zwischen 50 und 100 cm.

Ist der Stab, wie dies bei Langschwellen in der Regel der Fall ist, aus mehreren Teilen mit E_1, J_1, E_2 und J_2 zusammengesetzt, so ist

$$E J = E_1 J_1 + E_2 J_2$$

und die Anteile vom Biegungsmoment sind dann

$$M_1 = \frac{E_1 J_1}{E J} \cdot M$$

$$M_2 = \frac{E_2 J_2}{E J} \cdot M.$$

Die Querschwelle.

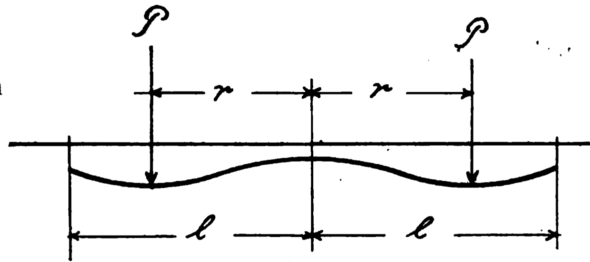


Abb. 104.

Für die Mitte, $\xi = \frac{x}{L} = 0$, ergibt sich

$$y_0 = \frac{P}{C \cdot b \cdot L} \cdot [\eta_0] \quad . \quad (11)$$

$$M = \frac{P \cdot L}{2} \cdot [\mu_0] \quad . \quad . \quad (12)$$

Für den Angriffspunkt der Last, $\xi = \frac{r}{L} = \varrho$, ergibt sich

$$y_r = \frac{P}{C \cdot b \cdot L} \cdot [\eta_\rho] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{P}{C \cdot b \cdot L^2} \cdot [\eta_\rho'] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

$$M = \frac{P \cdot L}{2} \cdot [\mu_\rho] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

$$Q = \frac{P}{2} \cdot [\mu_\rho'] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Aus dem Wert für y_r ergibt sich der Druck D, welcher in seinem Angriffspunkt die Senkung $y = 1$ hervorbringt, zu

$$D = \frac{C \cdot b \cdot L}{[\eta_\rho]} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

wobei

$$y_r = \frac{P}{D}.$$

Für die Stabenden ergibt sich, wenn $\xi = \frac{l}{L} = \lambda$ gesetzt wird,

$$y_l = \frac{P}{C \cdot b \cdot L} \cdot [\eta_\lambda] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

Der Einfluß der teilweise unterstopften Schwelle wird folgendermaßen gerechnet:

Man nimmt an, daß die Schwelle in der Mitte auf die Länge $2a$ nicht unterstopft sei. Der entfallende Gegendruck sei P_0. Dann verhält sich diese Schwelle wie eine gleichmäßig unterstopfte, die in der Mitte mit P_0 belastet ist. Dieser Fall läßt sich durch Verbindung des ersten Belastungsfalls mit dem jetzigen behandeln. Es ist dann

$$y_0 = \frac{P_0}{2\,C \cdot b \cdot L} \cdot (\eta_0) + \frac{P}{C \cdot b \cdot L} \cdot [\eta_0]$$

$$P_0 = 2\,a \cdot b \cdot p_0 = 2\,ab \cdot C \cdot y_0,$$

daraus

$$y_0 = \frac{P}{C \cdot b \cdot L} \cdot \frac{[\eta_0]}{1 - \frac{a}{L}(\eta_0)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

Der Schienendruck.

Für den Druck, den die Schiene auf die Schwelle ausübt, kommen in Betracht: der Widerstand der auf verdrückbaren Stützen gelegenen Schiene gegen Einbiegung B und der Widerstand der elastisch gebetteten Schwelle gegen Eindrückung in die Bettung D.

B ist das Maß für die Biegungssteifheit des Trägers und D das Maß für die Starrheit der Stützung.

$$\gamma = \frac{B}{D}$$

ist daher das Verhältnis der Steifheit des Schienenträgers zur Starrheit seiner Stützen.

Wählt man B gleich der Last, die in der Mitte eines Trägers auf zwei Stützen (l) den Biegungspfeil 1 erzeugt, so ist die Durchbiegung

$$\delta = \frac{Bl^3}{6\,EJ} = 1$$

und

$$B = \frac{6 \cdot E \cdot J}{l^3}.$$

D ist der Druck, der an der Schwelle die Senkung $y_r = 1$ hervorbringt. Derselbe ist nach Gleichung (17)

$$D = \frac{C \cdot b \cdot L}{[\eta \varrho]}.$$

Daher ist

$$\gamma = \frac{6\,EJ}{l^3} : \frac{C \cdot b \cdot L}{[\eta \varrho]} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (20)$$

Unter Benutzung von diesem γ läßt sich nun für den größtmöglichen Schienendruck unter vereinfachten Annahmen eine Formel aufstellen. Eine derartige Vereinfachung ist um so mehr zulässig, als die in die genaue Rechnung einzuführenden Größen zum Teil nicht genau zu ermitteln, zum Teil ziemlich wandelbar sind.

Die Formel von Hoffmann ist für den nebenstehenden Belastungsfall (Abb. 105) abgeleitet und lautet

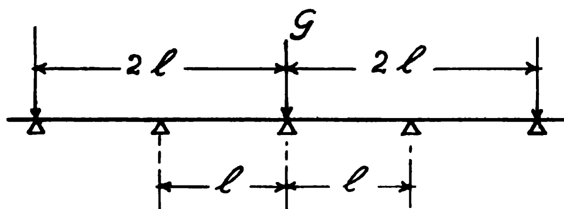


Abb. 105.

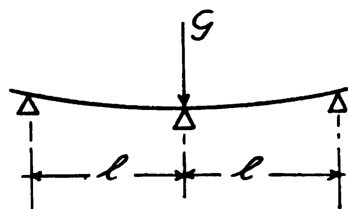


Abb. 106.

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} \cdot G. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (21)$$

Der Formel von Schwedler liegt der zweite Belastungsfall (Abb. 106) zugrunde. Sie lautet

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} \cdot G \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (22)$$

P ist der größte Schienendruck, G der größte Raddruck. Da durch die Schwankungen der Fahrzeuge beträchtliche Überlastungen eines Rades möglich sind, ist G größer als der ruhende Raddruck einzuführen.

Nach W. Ast kann zu überschlägigen Rechnungen D geschätzt werden:

Bei einer Schwellenlänge bis zu 230 cm $D = 0{,}68\, C \cdot b \cdot l$
„ „ „ „ „ 250 „ $D = 0{,}76\, C \cdot b \cdot l$ } Schwelle teilweise unterstopft
„ „ „ „ „ 270 „ $D = 0{,}80\, C \cdot b \cdot l$
$D = 0{,}92\, C \cdot b \cdot l$ bei Stopfung der ganzen Länge.

b) Durch Versuche.

Für das Verhalten der Schwellen sind maßgebend:

1. der Widerstand gegen die statischen Wirkungen der Radlasten,
2. der Widerstand gegen die dynamischen Wirkungen der Radlasten,
3. der Widerstand gegen mechanische und Witterungseinflüsse,
4. die äußere Form und das Gewicht der Schwellen,
5. die Art der Befestigung zwischen Schiene und Schwelle,
6. das Verhalten der Bettung, in der die Schwelle liegt.

Für die Berechnung einer Schwelle kommt nur ihr Widerstand gegen die statischen und dynamischen Wirkungen der Radlasten und das Verhalten der Bettung in Betracht, die, wie wir gesehen haben, theoretisch nicht leicht zu verfolgen sind. Inbesondere können die Beanspruchungen, welche die dynamischen Wirkungen der Radlasten in den Eisenbetonschwellen hervorrufen, wie z. B. die Frage, ob der Verband zwischen dem Eisen und dem Beton durch die hammerartige Wirkung der Radlasten gelockert wird, nur durch praktische Versuche ermittelt werden.

Die Versuche, welche bisher mit Eisenbetonschwellen angestellt wurden, dienten meist nur zur Ermittlung der Bruchlast für vergleichende Feststellungen. So erließ die italienische Staatsbahnverwaltung nach den auf S. 610 beschriebenen Belastungsproben die Vorschrift, daß von den Eisenbetonschwellen, die von Unternehmern an die Staatsbahn geliefert werden, ein Teil belastet werden und dabei keine größere Durchbiegung als $^1/_{500}$ der Stützweite zeigen soll. Die für die Abnahme aufgestellte Belastungsvorschrift ist ziemlich willkürlich und stimmt mit der Beanspruchung der Schwellen im Gleis doch wenig überein.

Wo es sich darum handelt, die wirklichen Beanspruchungen der Schwellen infolge des Betriebes festzustellen, geht das nicht anders als durch Beobachtungen im Gleis selbst. Solche Versuche bereiten aber erhebliche Schwierigkeiten, da die Formänderungen, welche das Gleis unter den darüber hineilenden Zügen erleidet, der Messung nur schwer und mit besonderen Hilfsmitteln zugänglich sind.

Die ersten Versuche dieser Art hat M. M. v. Weber unternommen und in einem Werk beschrieben, das lange Zeit die einzige Grundlage für unsere im Eisenbahnbau tätigen Forscher bildete.

In der Tat eilte die Theorie bald voraus und erst Häntzschels (20) Versuche gestatteten wieder einmal, die am grünen Tisch gewonnenen Ergebnisse nachzuprüfen. Neben den Versuchen Häntzschels müssen auch die von Schubert (21), Bräuning (23), Conärd (24), erwähnt werden, welche in ausgezeichneter Weise die vorübergehenden und bleibenden Formänderungen des Oberbaues untersuchten. Die für diese Versuche gebauten Vorrichtungen waren meist nicht geeignet, die bei großen Fahrgeschwindigkeiten entstehenden Formänderungen ganz genau aufzuzeichnen. Auch machten sie die Bewegungen und Senkungen des Oberbaues teilweise mit, so daß man kein absolut richtiges Bild von den fraglichen Bewegungen erhielt.

Von diesen Fehlern ist die vom Baudirektor W. Ast erdachte Meßvorrichtung völlig frei. Dieselbe wurde zum ersten Male auf der Kaiser-Ferdinands-Nordbahn verwendet und gestattet, auf photographischem Wege die augenblicklich auftretenden und ebenso rasch wieder verschwindenden Veränderungen des Gleises auch unter den schnellsten Zügen festzuhalten und ganz genau wiederzugeben. Wasiutýnski hat nun durch Zuhilfenahme der Fernphotographie diese Vorrichtung noch weiter ausgebaut und damit bis heute die vollkommensten Versuche dieser Art unternommen.

c) Berechnung einer Eisenbetonschwelle.

Die Berechnung einer Schwelle muß darauf abzielen, eine Konstruktion zu schaffen, die den statischen und dynamischen Wirkungen der Radlasten dauernd widersteht. Da die Schwelle auch noch den Unbilden der Witterung, der zerstörenden Wirkung von Wasser und Frost ausgesetzt ist, muß sie in anderer Weise als die im Hochbau üblichen Eisenbetonkonstruktionen berechnet werden.

Vor allem ist auf die Vermeidung der Rißbildung das größte Gewicht zu legen, da auch die feinsten Risse der Frostwirkung Angriffspunkte bieten, die über kurz oder lang zu einer Zerstörung der Schwelle führen.

Sicherheit gegen Rißbildung kann durch Begrenzung der im Beton auftretenden Zugspannungen gewährleistet werden. Man wird daher zweckmäßig die Eisenbetonschwelle stets daraufhin untersuchen, ob die größte im Beton rechnungsmäßig auftretende Zugspannung das zulässige Maß nicht überschreitet

Nach den neuen preußischen Bestimmungen soll für Konstruktionen, die der Witterung, der Nässe oder anderen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, der Nachweis erbracht werden, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die von ihm zu leistenden Zugspannungen vermieden wird. Die zulässige Zugspannung soll dabei $\frac{2}{3}$ der Zugfestigkeit, oder wenn deren Nachweis fehlt, nicht über $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit des Betons betragen. Diese Vorschrift scheint selbst für Schwellen zu weitgehend, weil sie dem Umstand, daß die Zugfestigkeit des Betons bei Biegung etwa doppelt so groß ist, als beim direkten Zugversuch, nicht Rechnung trägt.

Die vorläufigen Berliner Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten enthalten einen besseren Vorschlag, der von Baurat Labes herrührt und dahin geht, die Zugfestigkeit des Betons aus einem gebogenen Betonbalken nach der Formel $\sigma = \frac{6\,M}{b \cdot h^2}$ zu ermitteln und sie unter Einhaltung einer 1,3- bis 2,5fachen Sicherheit der Rechnung zugrunde zu legen.

Gegen den Vorschlag von Labes sind vielfach Bedenken laut geworden — ich verweise nur auf die interessanten Ausführungen Melans in B. u. E. 1907 —, weil er mit der auf die Considèreschen und andere Versuche gestützten Anschauung in Widerspruch steht, wonach der bewehrte Beton größere Dehnungen und Zugspannungen als der unbewehrte ertragen kann.

Freilich sind auch Considères Versuche nicht unwidersprochen geblieben. Die Versuche Kleinlogels, denen in neuester Zeit durch eine hervorragende Arbeit C. v. Bachs ein noch größeres Gewicht erteilt wurde, stimmen mit den Versuchsergebnissen von Considère wenig überein. Man wird also, wenn man Zugrisse im Beton sicher ausschließen will, mit der zulässigen Zugspannung des Eisenbetons nicht allzu hoch gehen dürfen.

Deshalb und mit Rücksicht auf die dynamischen Wirkungen, denen die Schwellen ausgesetzt sind, erscheint mir der Vorschlag von Baurat Labes für die Konstruktion von Eisenbetonschwellen sehr zweckentsprechend, und ein etwa zweifacher Sicherheitsgrad umso angemessener, als er sich — wenigstens bei rechteckigen Querschnittsformen, die aus dem Grunde auch vorzuziehen sind, — durch eine entsprechende Konstruktion unschwer erreichen läßt.

Die Erfahrungen, welche man mit den jetzt schon in größerem Maß verlegten Eisenbetonschwellen machen wird, werden ja dazu beitragen, in diese Frage Licht zu bringen.

Eine exakte Festlegung der in den Eisenbetonschwellen auftretenden inneren Spannungen wird auch durch die dynamische Wirkung der Fahrzeuge erschwert, für die sich zuverlässige Ziffern schwer angeben lassen, die aber nach den im Eisenbahnbau gemachten Erfahrungen die Wirkung der ruhenden Radlasten bis aufs doppelte steigern können. Hier pflegen auch die meisten Bedenken gegen die Verwendung von Eisenbetonschwellen einzusetzen. Großenteils zu Unrecht.

Die Einwirkung der von den Rädern auf die Fahrschienen ausgeübten Stöße auf die Eisenbetonschwellen hängt von der Steifigkeit und Masse der Schwellen ab, und zwar nimmt die Wirkung mit der Steifigkeit zu und mit der Masse ab. Schwellen von großer Masse und geringer Steifigkeit werden also den dynamischen Wirkungen am besten widerstehen. Diese beiden Bedingungen sind im allgemeinen nicht gut miteinander in Einklang zu bringen.

Die Eisenbetonschwellen besitzen immer eine größere Masse als Holz- und Eisenschwellen und werden insofern diesen stets überlegen sein. Dagegen wirkt die große Steifigkeit der Eisenbetonkonstruktion, die sonst als Vorzug gegenüber dem Holz und Eisen angesehen wird, hier entschieden nachteilig.

Einige Erfinder haben, wie wir gesehen haben, versucht, der Eisenbetonschwelle die große Steifigkeit zu nehmen. So ist die Kimballschwelle beispielsweise einmal mit starken hölzernen Einlagen zwischen Fahrschiene und Beton versehen und besteht außerdem aus zwei Teilen, die durch ein elastisches Band aus Eisen miteinander verbunden sind. Auch die Monierschwelle scheint mehr diesem Gedanken, wie der Absicht, Material zu sparen, ihre eigentümliche, in der Mitte eingeschnürte Form zu verdanken.

Für die Berechtigung der Annahme, daß eine zweckmäßig ausgebildete und berechnete Eisenbetonschwelle den dynamischen Wirkungen gut widerstehen kann, sprechen die guten Erfahrungen, die man mit dem Eisenbeton im Fabrikbau, mit dem Bau von Eisenbahnüberführungen und besonders mit gerammten Eisenbetonpfählen bis heute gemacht hat. Die Befürchtung, fortgesetzte Schwingungen und Erschütterungen könnten nachteilig auf den Eisenbeton einwirken und den Verbund zwischen den Eisen und dem Beton lösen, hat sich als unbegründet erwiesen. Nur muß, in der gleichen Weise wie bei der Berechnung von Eisenkonstruktionen, dem Umstande, daß die Schwingungen die Wirkung der Lasten bis aufs doppelte steigern können, durch Einführung eines Stoßkoeffizienten entsprechend Rechnung getragen werden. Da eine zu weitgehende Sicherheit die Kosten der Eisenbetonschwelle wesentlich erhöht und die ganze Konstruktion unwirtschaftlich gestalten kann, sollte bei der Bemessung des Stoßkoeffizienten auch nicht zu weit gegangen werden. Ein sicheres Urteil hierüber ist erst dann möglich, wenn einmal Erfahrungen mit Schwellen vorliegen, die gerade noch den Beanspruchungen des Betriebes genügt haben und deren Festigkeit einen sicheren Schluß auf die Anstrengung des Materials infolge des Betriebes gestatten.

Im folgenden geben wir für den neuesten italienischen Schwellentypus eine möglichst genaue Berechnung der äußeren angreifenden Kräfte und der durch sie hervorgerufenen inneren Spannungen. Und zwar soll immer nur die untere Grenze der möglichen Spannungen genau ermittelt und von diesen auf die größtmögliche Anstrengung der Schwellen geschlossen werden. Deshalb werden die Rechnungsannahmen so getroffen, daß sich stets die kleineren der möglichen Spannungen ergeben. Das gilt insbesondere für die wechselnden Trägheitsmomente und für die

Breite der Schwellen, welche ohne erheblichen Fehler in die Berechnung der äußeren Kräfte als konstant eingeführt werden können.

Mit Rücksicht auf die wechselnde Beschaffenheit des Untergrundes und der Bettung werden zwei Bettungsziffern in die Rechnung eingeführt, welche die möglichen Schwankungen im Verhalten der Bettung zum Ausdruck bringen Hierfür werden nach dem Vorgang Zimmermanns die Ziffern $C=3$ und $C=8$ gewählt und die Rechnung für diese beiden Ziffern jeweils gesondert durchgeführt.

1. Annahmen.

Trägheitsmoment der Schiene (starkes Profil)	$J_1 = 1460$ cm^4
Elastizitätsmodul der Schiene	$E_1 = 2\,100\,000$ kg/cm^2
Trägheitsmoment der Eisenbetonschwelle (in Schwellenmitte)	$J = 3632$ cm^4
Elastizitätsmodul der Eisenbetonschwelle	$E = 140\,000$ kg/cm^2
Größter Raddruck	$G = 8000$ kg
Schwellenabstand	$a = 80$ cm
Spurweite	$2r = 150$ cm
Schwellenlänge	$2l = 260$ cm
Schwellenbreite	$b = 24$ cm

2. Ermittlung der Hilfsgrößen.

a) $C = 3$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4\,E \cdot J}{C \cdot b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 140\,000 \cdot 3632}{3 \cdot 24}} = 72{,}9 \text{ cm}$$

$$\varrho = \frac{r}{L} = \frac{75}{72{,}9} = 1{,}029$$

$$\lambda = \frac{l}{L} = \frac{130}{72{,}9} = 1{,}783$$

Mit Hilfe der eben gefundenen ϱ und λ können die zur Berechnung des größten Schienendrucks und der Momente erforderlichen Größen von $[\eta_\varrho]$, $[\mu_\varrho]$, $[\mu_0]$ den Tabellen in „Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues" entnommen werden. Dort findet man auf S. 296, Tabelle VI:

für $\varrho = 1{,}0$	$\lambda = 1{,}7$	$[\eta_\varrho] = 0{,}6331$	$[\mu_\varrho] = 0{,}3102$
	$\lambda = 1{,}8$	0,6014	0,3492
durch Interpolation für	$\lambda = 1{,}783$	0,6068	0,3426
für $\varrho = 1{,}1$	$\lambda = 1{,}7$	0,6678	0,2675
	$\lambda = 1{,}8$	0,6174	0,3148
für	$\lambda = 1{,}783$	0,6260	0,3067.

Durch eine zweite Interpolation ergibt sich

für $\lambda = \mathbf{1{,}783}$	$\varrho = 1{,}0$	0,6068	0,3426
	$\varrho = 1{,}1$	0,6260	0,3067
für	$\varrho = \mathbf{1{,}029}$	$[\eta_\varrho] = \mathbf{0{,}6124}$	$[\mu_\varrho] = \mathbf{0{,}3322}$.

Ganz entsprechend findet man auf S. 294, Tabelle VI durch zweimaliges Interpolieren für das gleiche λ und ϱ

$$[\mu_0] = -\,\mathbf{0{,}2082}.$$

Zur Ermittlung der größten Querkraft ist den Tabellen $[\mu_\varrho']$ zu entnehmen, wobei

$$[\mu_\varrho'] = n \cdot \Sigma\,\mu\,\zeta + o \cdot \Sigma\,\mu'\zeta.$$

Auf S. 288, Tabelle III[1]) findet man:

$$\text{für } \lambda = 1{,}7 \quad n = -0{,}0087 \quad o = 0{,}9770$$
$$\lambda = 1{,}8 \quad -0{,}0124 \quad 0{,}9880$$
$$\lambda = \mathbf{1{,}783} \quad n = \mathbf{-0{,}0118} \quad o = \mathbf{0{,}9861}$$
$$Z_1 = l - r = 130 - 75 = 55 \text{ cm}$$
$$Z_2 = 2l - Z_1 = 260 - 55 = 205 \text{ cm}$$
$$\zeta_1 = \frac{Z_1}{L} = \frac{55}{72{,}9} = 0{,}75$$
$$\zeta_2 = \frac{Z_2}{L} = \frac{205}{72{,}9} = 2{,}81.$$

Nach Tabelle IIa auf S. 284 ist:

$$\text{für } \zeta_1 = 0{,}75 \quad \mu = +0{,}0352 \quad \mu' = -0{,}3465$$
$$\text{für } \zeta_2 = 2{,}81 \quad -0{,}0766 \quad +0{,}0589$$
$$\Sigma\mu = \mathbf{-0{,}0414} \quad \Sigma\mu' = \mathbf{-0{,}2876}.$$

Daher ist

$$[\mu'\varrho] = +0{,}0118 \cdot 0{,}0414 - 0{,}9861 \cdot 0{,}2876 = \mathbf{-0{,}2825}.$$

b) $C = 8$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 140\,000 \cdot 3632}{8 \cdot 24}} = 57{,}05 \text{ cm}.$$
$$\varrho = \frac{75}{57{,}05} = 1{,}315$$
$$\lambda = \frac{130}{57{,}05} = 2{,}278.$$

In der gleichen Weise wie vorher ergibt sich für diese Werte von ϱ und λ

$$[\eta\varrho] = \mathbf{0{,}5310}$$
$$[\mu\varrho] = \mathbf{0{,}4174}$$
$$[\mu_0] = \mathbf{-0{,}2209}$$
$$n = \mathbf{-0{,}0106}$$
$$o = \mathbf{1{,}0089}$$
$$\zeta_1 = \frac{55}{57{,}05} = 0{,}964$$
$$\zeta_2 = \frac{205}{57{,}05} = 3{,}59;$$

$$\text{für } \zeta_1 = 0{,}964 \quad \mu = -0{,}0946 \quad \mu' = -0{,}2182$$
$$\zeta_2 = 3{,}59 \quad -0{,}0123 \quad +0{,}0249$$
$$\Sigma\mu = \mathbf{-0{,}1069} \quad \Sigma\mu' = \mathbf{-0{,}1933}$$
$$[\mu'\varrho] = +0{,}0106 \cdot 0{,}1069 - 1{,}0089 \cdot 0{,}1933 = \mathbf{-0{,}1939}.$$

3. Ermittlung der äußeren Kräfte.

a) $C = 3$.

Schienendruck:

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} \cdot G;$$
$$B = \frac{6\, E_1 \cdot J_1}{a^3} = \frac{6 \cdot 2100000 \cdot 1460}{80^3} = 35929$$
$$D = \frac{C \cdot b \cdot L}{[\eta\varrho]} = \frac{3 \cdot 24 \cdot 72{,}9}{0{,}6124} = 8550$$

[1]) Zimmermann, Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Berlin 1888. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

$$\gamma = \frac{B}{D} = \frac{35929}{8550} = 4{,}192$$

$$P = \frac{4 \cdot 4{,}192 + 1}{8 \cdot 4{,}192 + 1} \cdot 8000 = \frac{17{,}768}{34{,}566} \cdot 8000 = \mathbf{4116} \text{ kg}.$$

Biegungsmoment in Schwellenmitte:

$$M_0 = \frac{P \cdot L}{2} \cdot [\mu_0] = -\frac{4116 \cdot 72{,}9}{2} \cdot 0{,}2082 = -\mathbf{31236} \text{ kgcm}.$$

Biegungsmoment am Schienenauflager:

$$M_r = \frac{P \cdot L}{2} \cdot [\mu_\rho] = \frac{4116}{2} \cdot 72{,}9 \cdot 0{,}3322 = \mathbf{49840} \text{ kgcm}.$$

Querkräfte am Schienenauflager:

$$Q_1 = -\frac{P}{2} [\mu_\rho'] = -\frac{4116}{2} \cdot 0{,}2825 = -\mathbf{582} \text{ kg}$$

$$Q_2 = -Q_1 + P = -582 + 4116 = \mathbf{3534} \text{ kg}.$$

b) $C = \mathbf{8}$.

Schienendruck:

$$B = 35929$$

$$D = \frac{8 \cdot 24 \cdot 57{,}05}{0{,}531} = 20640$$

$$\gamma = \frac{35929}{20640} = 1{,}74$$

$$P = \frac{4 \cdot 1{,}74 + 1}{8 \cdot 1{,}74 + 1} \cdot 8000 = \frac{7{,}96}{14{,}92} \cdot 8000 = \mathbf{4268} \text{ kg}.$$

Biegungsmoment in Schwellenmitte:

$$M_0 = -\frac{4268}{2} \cdot 57{,}05 \cdot 0{,}2209 = -\mathbf{26894} \text{ kgcm}.$$

Biegungsmoment am Schienenauflager:

$$M_r = \frac{4268}{2} \cdot 57{,}05 \cdot 0{,}4174 = \mathbf{50816} \text{ kgcm}.$$

Querkräfte am Schienenauflager:

$$Q_1 = -\frac{4268}{2} \cdot 0{,}1939 \doteq -\mathbf{414} \text{ kg}$$

$$Q_2 = -414 + 4268 = \mathbf{3854} \text{ kg}.$$

4. Berechnung der inneren Spannungen.

a) Querschnitt in Schwellenmitte.

max $M = 31236$ kgcm (für $C = 3$)

$J = 3632 \text{ cm}^4$, $x = 5{,}36$ cm, $F_e = 1{,}91 \text{ cm}^2$ — nach der auf S. 614 gegebenen Rechnung.

Nach Ritter ist nun:

die größte Druckspannung im Beton:

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{J} \cdot x = \frac{31236}{3632} \cdot 5{,}36 = \mathbf{46{,}1} \text{ at},$$

die größte Zugspannung im Beton:

$$\sigma_{bz} = \frac{M}{J}(h - x) = \frac{31236}{3632} \cdot (13{,}0 - 5{,}36) = \mathbf{65{,}8} \text{ at}.$$

Für den Fall, daß der Beton auf Zug widersteht (Stadium I), ist die Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_{ez} = n \cdot \frac{M}{J}(h - a - x) = 15 \cdot \frac{31236}{3632} \cdot (13 - 2 - 5{,}36) = \mathbf{739} \text{ at.}$$

Für den hier vorliegenden Fall, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht ausreicht, ist unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen genau genug (Stadium IIb). Die größte Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{31236}{1{,}91 \cdot \left(11{,}0 - \frac{5{,}36}{3}\right)} = \frac{31236}{1{,}91 \cdot 9{,}21} = \mathbf{1775} \text{ at.}$$

Querkraft und Schubspannung bei ganz gleichseitiger Belastung gleich Null.

b) Querschnitt am Schienenauflager.

$\max M = 50816$ kgcm (für $C = 8$)

$J = 5530$ cm^4, $x = 6{,}85$ cm, $F_e = 3.18$ cm^2 — nach der auf S. 614 gegebenen Rechnung.

Größte Druckspannung im Beton:

$$\sigma_{bd} = \frac{50816}{5530} \cdot 6{,}85 = \mathbf{63} \text{ at,}$$

Größte Zugspannung im Beton:

$$\sigma_{bz} = \frac{50816}{5530} \cdot (13{,}0 - 6{,}85) = \mathbf{56{,}5} \text{ at,}$$

Zugspannung im Eisen, falls der Beton auf Zug widersteht:

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot \frac{50816}{5530} \cdot (13{,}0 - 2{,}0 - 6{,}85) = \mathbf{572} \text{ at}$$

Für den vorliegenden Fall, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht ausreicht, sollen die Spannungen nach dem sonst üblichen Verfahren der „Leitsätze" ermittelt werden.

Lage der Nullinie aus der Gleichung:

$b = 20$ cm, $h = 11$ cm, $h' = 2$ cm, $F_e = 3{,}18$ cm^2, $F_e' = 1{,}91$ cm^2

$$x^2 + 2x\frac{n}{b}(F_e + F_e') = \frac{2n}{b}(F_e \cdot h + F_e' \cdot h')$$

$$x^2 + 2x\frac{15}{20}(3{,}18 + 1{,}91) = \frac{2 \cdot 15}{20}(3{,}18 \cdot 11 + 1{,}91 \cdot 2)$$

$$x^2 + 2x \cdot 3{,}82 = 58{,}2$$

$$x = \mathbf{4{,}70} \text{ cm.}$$

Größte Druckspannung im Beton:

$$\sigma_b = \frac{6M \cdot x}{b x^2 (3h - x) + 6nF_e(x - h')(h - h')} = \frac{6 \cdot 50816 \cdot 4{,}7}{20 \cdot 22 \cdot 28{,}3 + 90 \cdot 1{,}91 \cdot 2{,}7 \cdot 9}$$

$$= \frac{1436000}{12450 + 4180} = \frac{1436000}{16630} = \mathbf{86{,}3} \text{ at,}$$

größte Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - x}{x} = 15 \cdot 86{,}3 \cdot \frac{11 - 4{,}7}{4{,}7} = \mathbf{1735} \text{ at,}$$

Die Schub- und Haftspannungen sind folgende:

$\max Q = 3854$ kg (für $C = 8$),

größte Schubspannung im Verbundkörper:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{3854}{22\left(11 - \frac{4,7}{3}\right)} = \frac{3854}{22 \cdot 9,44} = \mathbf{18,5} \text{ at},$$

größte Haftspannung des Eisens:

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{U} = \frac{22 \cdot 18,5}{5 \cdot 0,9 \cdot 3,14} = \frac{406}{14,2} = \mathbf{28,6} \text{ at}.$$

Man sieht, daß sowohl in Schwellenmitte wie am Schienenauflager recht beträchtliche Spannungen entstehen, die mit der von der italienischen Staatsbahn geforderten Mindestfestigkeit des zu den Schwellen verwendeten Betons, 160 at auf Druck und 16 at auf Zug, nicht gut in Einklang stehen. Man darf nicht übersehen, daß diese Spannungen unter günstigen Annahmen gefunden und Mindestwerte sind, die bei teilweiser Unterstopfung der Schwellen am Schienenauflager beträchtlich größer werden. Dazu kommt noch, daß diese Spannungen nur für ruhende Lasten gelten. Man wird kaum fehlgehen, wenn man annimmt, daß die Spannungen, die geradlinig mit den Radlasten zunehmen, infolge der dynamischen Wirkungen der bewegten Lasten unter Umständen bis auf das Doppelte anwachsen können.

Zum Vergleich wollen wir noch die Spannungen berechnen, welche der Schwellentyp von 1906 der italienischen Staatsbahn unter den gleichen Belastungsannahmen erfährt. Die Berechnung der äußeren Kräfte braucht hierfür, da das mittlere Trägheitsmoment nahezu dasselbe ist, nicht neu durchgeführt zu werden.

Für die bereits bekannten äußeren Kräfte ergeben sich folgende inneren Spannungen:

a) Querschnitt in Schwellenmitte.

max $M = 31\,236$ kgcm

$J = 3099$ cm^4, $x = 5.53$ cm, $F_e = 2,17$ cm^2 — nach der auf S. 612 gegebenen Rechnung

$$\sigma_{bd} = \frac{31\,236}{3099} \cdot 5,53 = \mathbf{55,8} \text{ at}.$$

$$\sigma_{bz} = \frac{31\,236}{3099} \cdot (13,0 - 5,53) = \mathbf{75,3} \text{ at}.$$

$$\sigma_e = \frac{31\,236}{2,17\,(10 - 1,84)} = \frac{31\,236}{2,17 \cdot 8,16} = \mathbf{1760} \text{ at}.$$

b) Querschnitt am Schienenauflager.

max $M = 50\,816$ kgcm

$J = 5923$ cm^4, $x = 7,06$ cm, $F_e = 4,21$ cm^2 — nach der auf S. 612 gegebenen Rechnung

$$\sigma_{bd} = \frac{50\,816}{5922} \cdot 7,06 = \mathbf{60,6} \text{ at}.$$

$$\sigma_{bz} = \frac{50\,816}{5923} \cdot (13,0 - 7,06) = \mathbf{51,0} \text{ at}.$$

Und unter Vernachlässigung der Zugspannungen des Betons wie früher:

$b = 20$ cm
$h = 10{,}7$ cm
$h' = 3$ cm
$F_e = 4{,}21$ cm²
$F_e' = 2{,}28$ cm²

$$x^2 + 2x \cdot \frac{15}{20} \cdot 6{,}49 = \frac{30}{20} \cdot (4{,}21 \cdot 10{,}7 + 2{,}28 \cdot 3)$$

$$x^2 + 2x \cdot 4{,}86 = 78$$

$$x = 5{,}20 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 50\,816 \cdot 5{,}2}{20 \cdot 27 \cdot 26{,}9 + 90 \cdot 2{,}28 \cdot 2{,}2 \cdot 7{,}7} = \frac{1589}{14{,}53 + 3{,}48} = \mathbf{88{,}2} \text{ at}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 88{,}2 \cdot \frac{10{,}7 - 5{,}2}{5{,}2} = \mathbf{1400} \text{ at}$$

$$\max Q = 3854 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{3854}{22\,(10{,}7 - 1{,}73)} = \mathbf{19{,}5} \text{ at}$$

$$\tau_1 = \frac{22 \cdot 19{,}5}{39} = \mathbf{11{,}0} \text{ at}$$

$$20 \cdot 0{,}5 = 10{,}0$$
$$16 \cdot 0{,}15 = \underline{2{,}4}$$
$$U = 12{,}4 \cdot 3{,}14 = \mathbf{39{,}0} \text{ cm.}$$

Ein Vergleich dieser Beanspruchungen mit den früher gefundenen zeigt, daß in Schwellenmitte bei gleichen Belastungsannahmen die Betonspannungen der Schwelle von 1906 größer als bei der neueren Schwelle, die Eisenspannungen bei beiden nahezu gleich sind. Dagegen ergeben sich am Schienenauflager bei der Schwelle von 1906 durchweg günstigere Spannungswerte. Insbesondere sind die Haftspannungen infolge des größeren und besser aufgeteilten Eisenquerschnitts wesentlich kleiner. Die Schubspannungen im Verbundkörper sind beidemal so hoch, daß es sich empfehlen wird, einen Teil der unteren Eiseneinlagen gegen das Schwellenende hin hochzuführen, wie dies bei dem Typ von 1906 ja zum Teil schon geschehen ist.

Wir wollen zum Schluß noch die Spannungen für den Belastungsfall der Abb. 107 ermitteln, der, wie wir noch sehen werden, neben anderen den Annahmebedingungen der italienischen Staatsbahn zugrunde liegt.

$P = 3000$ kg

100

Abb. 107.

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{3000 \cdot 100}{4} = 75\,000 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{75\,000}{5923} \cdot 7{,}06 = \mathbf{89{,}3} \text{ at.}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{75\,000}{5923} \cdot 5{,}94 = \mathbf{75{,}2} \text{ at.}$$

Und unter Vernachlässigung der Zugspannungen wie oben:

$$\sigma_b = 88{,}2 \cdot \frac{75\,000}{50\,816} = \mathbf{130} \text{ at.}$$

$$\sigma_e = 1400 \cdot \frac{75\,000}{50\,816} = \mathbf{2065} \text{ at.}$$

Die Berechnung der Spannungen für den anderen von der italienischen Staatsbahn vorgeschriebenen Belastungsfall (Abb. 74) erübrigt sich, da dieser ein positives Moment in Schwellenmitte voraussetzt, das, wie die Berechnung zeigt, in Wirklichkeit nicht auftritt.

Herstellung der Eisenbetonschwellen.

Für die Herstellung der Eisenbetonschwellen werden in der Regel nur fette Betonmischungen verwendet, und zwar schwankt das von den verschiedenen Kon-

strukteuren angewandte Mischungsverhältnis zwischen 1 : 2 (Rete adriatica, Kimball) und 1 : 4 (Buhrer, Reinhardt). Für den Beton wird meistens nur Sand bis 7 mm Korngröße, zuweilen in Mischung mit Steinschlag, jedoch nicht über 13 mm Korngröße verwendet.

Zur Erzielung einer möglichst großen Festigkeit sollte der Beton erdfeucht eingebracht und festgestampft werden. Das gilt insbesondere für die Herstellung in eisernen Formen. In Holzformen ist unter Umständen ein größerer Wasserzusatz zu empfehlen.

Um dem Auftreten von Rissen, die beim Abbinden des Betons entstehen können, nach Möglichkeit zu begegnen, empfiehlt es sich, die Schwellen unter Wasser oder feuchtem Sand erhärten zu lassen.

Zur Erzielung eines gleichmäßig guten Fabrikates sollte die Herstellung der Eisenbetonschwellen nur von gut geschulten Leuten und womöglich unter Zuhilfenahme maschineller Mischung und Stampfung geschehen.

Es ist verständlich und liegt auch im Interesse der Sache selbst, daß mit Rücksicht auf die erforderliche Betriebssicherheit der Bahnen von seiten der Bahnverwaltungen sehr scharfe Bestimmungen für die Abnahme der Eisenbetonschwellen getroffen werden. Als Beispiel seien nachstehend die von der italienischen Staatsbahnverwaltung erlassenen besonderen Bedingungen angegeben:

Die Vorschriften für die Herstellung und Lieferung von Eisenbetonschwellen erstrecken sich vor allem auf die zu verwendenden Materialien, deren tadellose Beschaffenheit und Festigkeit durch einzuliefernde Proben nachgewiesen werden muß.

Zur Betonbereitung darf nur gewaschener Sand von 2 bis 5 mm Korngröße verwendet werden. Der Wasserzusatz muß so bemessen werden, daß die Mischung erdfeucht ist. Der Vorgang beim Stampfen ist genau vorgeschrieben. Der Beton muß eine Mindestfestigkeit von 160 at. auf Druck und von 16 at. auf Zug erlangen.

Für die Behandlung der Schwellen nach ihrer Fertigstellung wird vorgeschrieben, daß sie

15 Tage lang im Sand, der durch Begießen ständig feucht zu erhalten ist,
20 Tage lang im Sand, ohne zu begießen, und weitere
10 Tage lang an der Luft trocken liegen sollen.

Abweichungen von den vorgeschriebenen Maßen sind zulässig bis

$\pm$ 1,5 vH. in Höhe und Breite
$\pm$ 2,5 vH. in der Länge.

Von den Lieferungen werden 1 vH. zur Vornahme von Belastungsproben entnommen. Die für die Proben vorgeschriebenen Belastungsfälle sind entsprechend den früher schon erwähnten Versuchen, welche die italienische Staatsbahn angestellt hat, folgende:

Nach Abb. 74 { I. Belastung $P = 1{,}0$ t; zulässige Durchbiegung $\leqq 1{,}0$ mm.
II. „ $P = 2{,}0$ t; Zugrisse im Beton dürfen nicht auftreten.

Nach Abb. 75 { III. „ $P = 1{,}5$ t; zulässige Durchbiegung $\leqq 1{,}0$ mm.
IV. „ $P = 3{,}0$ t; Zugrisse im Beton dürfen nicht auftreten.

Auf S. 635 oben haben wir für den Belastungsfall IV die inneren Spannungen berechnet und die folgenden Werte gefunden:

Größte Druckspannung im Beton: $\sigma_{bd} = 130{,}0$ at.
„ Zugspannung „ „ : $\sigma_{bz} = 75{,}2$ „
„ „ im Eisen: $\sigma_{ez} = 2065$ „

Ergeben die Proben, daß 0,4 vH. der Lieferung den Belastungsvorschriften nicht entsprechen, so wird die ganze Lieferung zurückgewiesen. Man sieht, das ist an-

gesichts der bei der gegebenen Belastung entstandenen Spannungen eine so weitgehende Forderung, daß bei genauer Untersuchung wohl sehr wenige der angelieferten Schwellen den Annahmebedingungen entsprechen würden. Im übrigen ist für die Güte der Lieferung zwei Jahre Gewähr zu leisten.

Vorteile der Eisenbetonschwellen.

Die Vorteile, welche die Eisenbetonschwelle anderen Unterschwellungsarten gegenüber bietet, sind von technischer und wirtschaftlicher Art.

Die technischen Vorteile bestehen in folgendem: Das große Gewicht der Eisenbetonschwelle bedeutet eine Vermehrung der Stabilität des Gleises und verbürgt eine ruhigere Gleislage, weil eine große Masse überall günstig wirkt, wo dynamische Wirkungen in Frage kommen. Infolge des größeren Gewichtes liegt das Gleis fester im Schotterbett und leistet infolge der vermehrten Reibung in der Bettung den wagerecht wirkenden Kräften starken Widerstand.

Die große Steifigkeit des Eisenbetons vermindert die Durchbiegungen und Schwingungen der Schwellen, welche mit der Zeit im Schotterbett und Untergrund solche Veränderungen hervorrufen, daß die Tragfähigkeit der Bettung beeinträchtigt wird. Es sei hier auf die einschlägigen Untersuchungen Schuberts über Umbildungen des Planums und Untergrundes verwiesen.

Die tiefe Lage der Schwellenunterfläche wirkt gleichfalls günstig auf die Tragfähigkeit der Bettung ein, da mit der Tiefe die schädliche Wirkung des Frostes abnimmt und der zulässige Bettungsdruck wächst.

Infolge der Beständigkeit des Betons gegen Witterungseinflüsse und chemische Einwirkungen hat die Eisenbetonschwelle — eine entsprechende konstruktive Ausbildung vorausgesetzt — eine größere Lebensdauer als die Holz- und Eisenschwelle. Sie gewährt deshalb eine größere Betriebssicherheit, weil sie weniger Betriebsstörungen infolge von Auswechslungen und der dafür nötigen Umleitungen des Betriebes, wie hölzerne oder eiserne Schwellen, bereitet.

Daneben entsteht durch die Verwendung von Eisenbetonschwellen auch ein wirtschaftlicher Nutzen.

In erster Linie infolge der größeren Lebensdauer der Eisenbetonschwellen, welche ihre Verwendung auch dann noch rentabel macht, wenn sie wesentlich höhere Anschaffungskosten als hölzerne oder eiserne Schwellen erfordern.

Außerdem entstehen infolge der anerkannt guten Gleislage durch die Eisenbetonschwelle weniger Unterhaltungs- und Regulierungsarbeiten, die wegen der bedeutenden Summen, welche die Unterhaltung des Oberbaues jährlich erfordert, zu ganz erheblichen Ersparungen führen können.

Schließlich können Eisenbetonschwellen immer in nächster Nähe der Verwendungsstellen hergestellt und dadurch hohe Transportkosten erspart werden. Das kommt für holzarme und vom Verkehr weit abgelegene Länder, besonders auch für die Bahnen unserer Kolonien, sehr in Betracht.

Wir haben schon darauf hingewiesen, daß die Konstruktion einer guten Eisenbetonschwelle auch von großer volkswirtschaftlicher Bedeutung ist. Die allgemeine Einführung der Eisenbetonschwellen wird sich besonders in jenen Ländern nützlich erweisen, wo geringe Waldbestände und keine genügend entwickelte Industrie vorhanden sind, wo also der heimischen Industrie große Summen zugewendet werden können, wenn anstatt der hölzernen oder eisernen Schwellen, solche aus Eisenbeton verwendet werden.

Von diesen Gesichtspunkten aus muß die Kostenfrage beurteilt werden. Eine gute Eisenbetonschwelle erfordert bei uns im allgemeinen höhere Anschaffungskosten als eine gleichwertige Holz- oder Eisenschwelle. Das Verhältnis verschiebt sich aber bei dem fortwährend zunehmenden Holzbedarf und der daraus folgenden Steigerung der Holzpreise immer mehr zugunsten des Eisenbetons und wird auch eisernen Schwellen gegenüber besser werden, wenn die Massenfabrikation der Eisenbetonschwellen erst einmal aufgenommen und eine rationelle Herstellung möglich ist.

Für viele Bahnen ist die Überlegenheit der Eisenbetonschwelle gegenüber der Schwelle aus Holz oder Eisen auch im Preise heute schon erwiesen. Nach den in allen heißen Ländern gemachten Erfahrungen kann die Verwendung von Eisenbetonschwellen als äußerst vorteilhaft bezeichnet werden. Holzschwellen haben dort — auch imprägniert — nur kurzen Bestand, da das Holz bei dem jähen Wechsel zwischen Dürre und Nässe bald fault und daneben noch durch die Angriffe der Insekten zerstört wird. Die Beschaffung von widerstandsfähigen, besonderen Hölzern oder von eisernen Schwellen stellt sich wegen der hohen Transportkosten außerordentlich teuer, während die Eisenbetonschwellen an Ort und Stelle hergestellt und deshalb wesentlich billiger beschafft werden können.

In diesem Sinne äußert sich auch „le rapport officiel sur le budget de chemins de fer des colonies françaises“. In dem Bericht vom Jahre 1905 heißt es u. a.: „Es scheint festzustehen, daß Holzschwellen auch bei sorgfältigster Imprägnierung in den heißen Ländern keinen Bestand haben, da sie besonders den Angriffen der Insekten nicht lange widerstehen. Die Lebensdauer der eisernen Schwellen ist, da sie besonders in der Nähe des Meeres schnell zusammenrosten, auch nicht groß. Dagegen sind Eisenbetonschwellen diesen Angriffen gegenüber dauernd widerstandsfähig.

Da ihre Kosten nicht höher sind als die eiserner Schwellen und sie neben einer größeren Lebensdauer auch noch eine größere Gleisstabilität gewähren, wird ihre ausgedehnte Anwendung empfohlen.“

Literatur.

a) Zeitschriften:

1) *Eisenbahntechnische Zeitschrift*, 1905.
2) *Engineering News*, 1899.
3) *Municipal Engineering*, 1907.
4) *Cement and Engineering News*, 1907.
5) *Cement*, 1907.
6) *Beton u. Eisen*, 1905, 1906.
7) *Concrete and Constructional Engineering*, 1906.
8) *Railroad Gazette*, 1904.
9) *Concrete*, 1907.
10) *Concrete Engineering*, 1907.
11) *Il Cemento*, 1906.
12) *Cement Age*, 1907.
13) *Deutsche Bauzeitung*, 1906.
14) *Zeitschrift f. Transportwesen u. Straßenbau*, 1907.
15) *Eisenbahn und Industrie*, 1907.
16) *Revue générale des chemins de fer*, 1903.
17) *Schweizerische Bauzeitung*, 1904.
18) *Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens*, 1905.

b) Werke und Abhandlungen:

19) *Dr. H. Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues*, Berlin 1888.
20) *G. Häntzschel, Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnwesens*, 1888 u. 1889.
21) *E. Schubert, Zeitschrift für Bauwesen*, 1889, 1891, 1896.
22) *E. Schubert, Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnwesens*, 1899.
23) *W. Ast, Bulletin du Congrès international des chemins de fer*, 1895. Bericht zu Frage I.
24) *C. Bräuning, Zeitschrift für Bauwesen*, 1892, 1893, 1896.
25) *Coüard, Revue générale des chemins de fer*, 1903.
26) *A. Wasiutýnsky, Beilage zum Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnwesens*, 1899.
27) *R. Bastian, Beilage zum Organ f. d. Fortschr. des Eisenbahnwesens*, 1906.
28) *Bulletin du Congrès international des chemins de fer*, 1904, 1905, 1906, 1907.
29) *W. Ast, Beton-Kalender* 1908.
30) *Handbuch der Ingenieurwissenschaften.* V. Band.

f) Leitungen.

Bearbeitet von Dr. **R. Bastian**, Biebrich a. Rh.

a. Leitungsmaste aus Eisenbeton.

Telegraph und Telephon, die elektrische Übertragung von Licht und Kraft gewinnen täglich mehr an Raum, so daß die Leitungsnetze eine fortgesetzte Ausdehnung erfahren. Die zweckmäßige Ausführung des Leitungsgestänges gewinnt daher immer mehr an Bedeutung. Bisher wurden für das Gestänge meistens Holzmaste verwendet, deren Lebensdauer jedoch kurz ist und auch bei künstlicher Konservierung nur 12 bis 15 Jahre beträgt. Infolgedessen ist eine fortwährende Erneuerung des Gestänges erforderlich, die bedeutende Summen und große Holzbestände verschlingt.

Im Jahre 1893 umfaßten die Telegraphen- und Telephonleitungen der ganzen Erde eine Länge von etwa zwei Millionen Kilometern. Bei einem mittleren Abstande der Maste von 50 m ergibt das eine Gesamtzahl von 40 Millionen Masten und bei einer durchschnittlichen Lebensdauer von 13 Jahren einen Jahresbedarf von etwa drei Millionen Stück. Da das Holz immer schwieriger zu beschaffen ist und immer teurer wird, ist man schon lange daran, die Maste aus einem Material herzustellen, das ihnen einen längeren Bestand sichert. Das hier zu lösende Problem ist also mit dem der Eisenbahnschwellen verwandt, glücklicherweise aber leichter zu lösen.

Man ist schon lange dazu übergegangen Eisen als Ersatz für das Holz zu verwenden, und heute gibt es eine große Zahl von eisernen Masten in den verschiedensten Konstruktionen. Gußeiserne und schmiedeeiserne Rohrmaste, fachwerkartige Gittermaste sind die häufigeren Formen, während die aus Blech genieteten oder in Profilen gewalzten Maste seltener vorkommen. Das Eisen hat erfahrungsgemäß aber nur dann längeren Bestand, wenn es durch fortwährende Erneuerung des Anstrichs gegen Rosten geschützt wird. Infolgedessen verursachen eiserne Maste einen ebenso hohen Kostenaufwand wie die Holzmaste.

Es ist begreiflich, daß man auf der Suche nach einem beständigeren Material für die Leitungsmaste sehr bald auf den Beton verfiel, der den Witterungseinflüssen am besten und dauernd widersteht. In der Tat ist die Verwendung des Betons zu Telegraphenmasten schon recht alt.

Die ersten Maste dieser Art wurden im Jahre 1856 beim Bau der Panamabahn von deren Oberingenieur Totten hergestellt, weil ein dauerhaftes Holz, das den Angriffen der Insekten längere Zeit widerstand, dort nicht vorhanden war. Die Maste waren ungefähr 4 m hoch, kegelförmig, mit 30 cm unterem und 15 cm oberem Durchmesser und durch Einlage eines Holzes von 8 × 8 cm auf die ganze Länge verstärkt. Das Holz arbeitete natürlich im Beton und führte allmählich zu seiner Zerstörung, so daß im Lauf von etwa 30 Jahren alle derartigen Maste ausgewechselt werden mußten.

Die Erfahrung lehrt, daß die Holzmaste nicht auf ihre ganze Länge gleichmäßig angegriffen werden, sondern daß hauptsächlich der unmittelbar über dem Boden befindliche Teil der Zerstörung durch Fäulnis ausgesetzt ist, weil hier infolge des Wechsels von Feuchtigkeit und Trockenheit die besten Vorbedingungen dazu gegeben sind.

Auf dieser Beobachtung beruht die Verwendung von Zementsockeln (1), die in

Amerika (in Battle Creek, Michigan) schon seit Jahren hergestellt werden. Diese Sockel bestehen aus recht- oder achteckigen Betonprismen, in welche die Maste eingesetzt werden. Die Verbindung des Holzes mit dem Sockel erfolgt gewöhnlich durch vier eiserne Laschen, die etwa 30 cm aus dem Sockel hervorragen. Dabei bleibt zwischen dem Beton und dem Holz ein Zwischenraum, so daß die Luft an allen Stellen Zutritt hat.

Diese Sockel werden in Verbindung mit neuen Holzmasten, die natürlich wesentlich kürzer sein können, und außerdem auch noch dazu verwendet, alte abgefaulte Maste wieder gebrauchsfähig zu machen. Letzteres geschieht in der Weise, daß der Mast über der angefaulten Stelle abgeschnitten, beiseite geschoben und das in der Erde steckende Ende durch einen Zementsockel ersetzt wird. Dabei brauchen die Leitungen meistens gar nicht abgenommen zu werden. Dann wird der Mast in den Sockel eingesetzt und mittels der Laschen gut befestigt. Der Mast ist dann auf lange Zeit wieder gebrauchsfähig, und man kann sagen, besser wie neu. Die Ersparnis, die auf diese Weise beim Auswechseln der Maste erzielt wird, beträgt 33 bis 50 vH.

Die Verwendung des Holzes in der eben beschriebenen Form macht nach einer Reihe von Jahren immer wieder Auswechslungen erforderlich, die nicht nur kostspielig sind, sondern auch, falls sie nicht rechtzeitig vorgenommen werden, zu Betriebsstörungen oder Unfällen führen können. Die ausschließliche Verwendung von Eisenbeton zur Herstellung der Leitungsmaste macht solche Auswechslungen ein für allemal entbehrlich, da dieses Material neben vielen anderen guten Eigenschaften auch die besitzt, in höchstem Maße wetterbeständig zu sein. Es ist außer aller Frage, daß der Eisenbeton imstande ist, allen Anforderungen gerecht zu werden, die an solche Maste gestellt werden können. Diese sind:

Hinreichende Widerstandsfähigkeit gegenüber den angreifenden Kräften,
Unbegrenzte Haltbarkeit, Feuer- und Wetterbeständigkeit, Sicherheit gegen Unfälle und Störungen des Betriebes,
Geringster Kostenaufwand,
Gefälliges Aussehen.

Die ersten Versuche, Leitungsmaste aus Eisenbeton herzustellen, wurden von Hennebique vorgenommen, der schon im Jahre 1896 für die Straßenbahnen in Mans Eisenbetonmaste hergestellt hat. Seitdem sind verschiedene Konstrukteure nachgefolgt, und es haben sich folgende Systeme ausgebildet.

1. Massive Maste mit kreisrunden, recht- und vieleckigen Querschnittsformen,
2. Hohlmaste mit innen verbleibender Schalung,
3. Hohlmaste, auf Kernmodellen hergestellt, die nach der Erhärtung des Betons wieder herausgenommen werden.

Die Herstellung der Maste erfolgt entweder an Ort und Stelle oder in der Fabrik. Die Herstellung am Verwendungsort empfiehlt sich für die Ausführung ganz großer Maste oder in unwegsamen Gegenden, wo ihr Transport zu große Schwierigkeiten bereitet. Die Herstellung in der Fabrik gewährt die Möglichkeit einer rationellen Fabrikation und empfiehlt sich insbesondere für Telegraphenstangen, welche entlang den Eisenbahnen aufgestellt werden. In diesem Falle können die Maste in der Fabrik auf Waggons geladen und unmittelbar an die Verwendungsstelle gefahren werden, wo sie mittels fahrbaren Kranes in die bereits fertig gestellten Baugruben gehoben werden. Derart bereitet die Beförderung und Aufstellung der Eisenbetonmaste keine größeren Schwierigkeiten als die Aufstellung der Holzmaste.

Im folgenden sind die bisher hauptsächlich in Anwendung gekommenen Konstruktionen zusammengestellt.

Eisenbetonmaste nach System Hennebique (2).

Die von Hennebique konstruierten Leitungsmaste sind massiv und besitzen einen quadratischen oder rechteckigen Querschnitt, der sich gegen die Spitze zu verjüngt. Die Konstruktion ist aus den Abb. 1 bis 6 ersichtlich. Abb. 7 zeigt einen solchen Mast, der neben anderen im Jahre 1902 bei Borgone aufgestellt wurde und, wie man sieht, als Eckmast dient. Der Mast wurde für eine Zugkraft von 300 kg, 8 m über dem Erdboden angreifend, berechnet und hat zwei Leitungen von je drei Drähten zu tragen, von denen eine unter einem rechten Winkel abzweigt und eine Spannweite von 60 m bis zum nächsten Mast besitzt. Der Mast wurde in der Fabrik hergestellt und



Abb. 7. Eckmast bei Borgone nach Hennebique.



Abb. 8. Probebelastung eines Hennebiquemastes mit 1800 kg Zug.

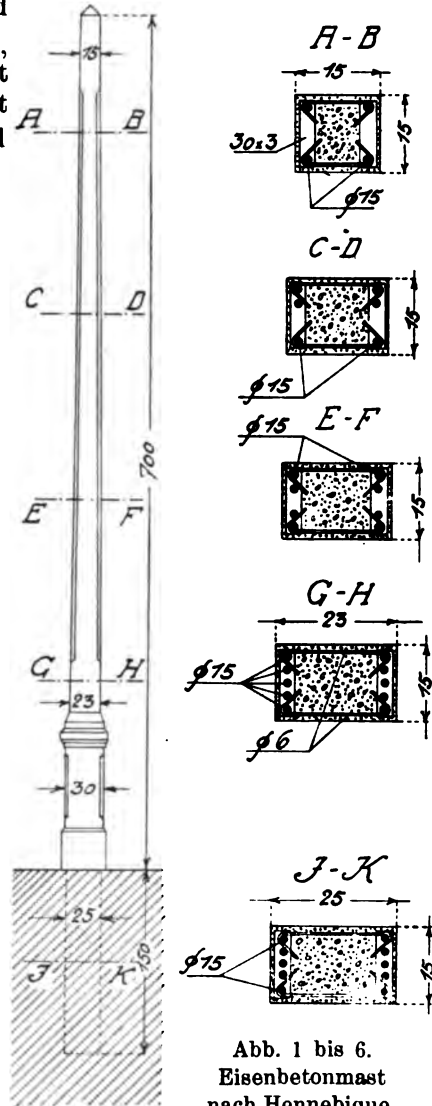


Abb. 1 bis 6. Eisenbetonmast nach Hennebique.

an Ort und Stelle transportiert, wo er in einem 2 m tiefen Stampfbetonfundament versetzt wurde.

Im Winter 1900 hatte der italienische Ingenieur Porcheddu der Firma Hennebique in Anwesenheit der maßgebenden Behörden zwei solcher Masten einer interessanten Belastungsprobe unterworfen. Die Versuchsmaste hatten eine Höhe von 11 m, einen Querschnitt von 35 × 35 cm unten und 16 × 16 cm oben. Sie waren für eine Zugkraft von 200 kg an einem Hebelarm von 9 m berechnet. Der Zug wurde durch ein Drahtseil an einer 8,45 m über dem Boden am Mast angebrachten Flacheisenschelle ausgeübt und mittels Dynamometers gemessen.

Abb. 8 zeigt einen der Maste bei einer Belastung von 1800 kg, die von der Bruchlast noch um 200 kg entfernt war. Die folgende Tabelle gibt die beobachteten

Durchbiegungen an, die mittels eines an der Mastspitze aufgehängten Lotes an einer Skala abgelesen wurden. Die beobachteten Ausschläge des Lotes geben die elastischen und bleibenden Formänderungen des Mastes, gleichzeitig aber auch die Formänderungen des Erdbodens an, sind also zu groß. Immerhin geben die Zahlen ein Bild von der Elastizität und Festigkeit des Mastes.

Tabelle.

Zugkraft in kg	Formänderung in mm		Bemerkung
	federnd	bleibend	
210	27	—	
420	85	—	
590	122	18	Verbiegung stetig
690	167	18	
890	252	18	
990	325	40	Verbiegung plötzlich
1000	310	70	„ stetig
1300	320	70	
1820	650	70	
2000	—	—	Bruch

Abb 9. bis 14. Eisenbetonmast der Niagarafall-Kraftwerke.

Eisenbetonmast für die Niagarafall-Kraftwerke.

Unter den Eisenbetonkonstruktionen, die seit einigen Jahren in Amerika mehr und mehr für Leitungsmaste verwendet werden, ist eine der eigenartigsten der von dem Ingenieur G. Baum für die Niagarafall - Kraftwerke konstruierte Leitungsmast, der in Abb. 9 bis 14 dargestellt ist.

Der Mast hat eine Höhe von 12 m über dem Erdboden und besitzt einen kreuzförmigen Querschnitt von 50 × 50 cm, der unterhalb der Traverse für die Isolatorenstützen in einen quadratischen

Querschnitt von 15 cm Seitenlänge übergeht. Die Eiseneinlagen bestehen aus 4 R.-E. 18 mm und 4 Kahneisen von 25 × 75 bezw. 18 × 50 mm, die in 9,75 m Höhe über dem Boden gestoßen sind und sich auf 1,80 m überdecken. Die dritte Isolatorenstütze wird an der Spitze des Mastes an einem Rundeisen befestigt.

Zu dem Beton wird Sand und Kies oder Kleinschlag bis 18 mm Korngröße im Mischungsverhältnis von 1 : 2 : 4 verwendet. Die Ausführung dieser Maste erfolgt durch die Trussed Concrete Steel Comp. in Detroit.

Telegraphenmaste der Pennsylvaniabahn (3).

Seit dem Jahre 1903 stellt der Ingenieur R. A. Cummings für die Linien der Pennsylvaniabahn Telegraphenmaste aus Eisenbeton her, die sich bis jetzt gut bewährten.

Die ersten dieser Maste besaßen einen dreieckigen Querschnitt von 30 cm unterer und 15 cm oberer Seitenlänge. Die Maste erhielten Eiseneinlagen von 3 R.-E. 18 mm und waren 9 m hoch. Die späteren Maste erhielten quadratischen und achteckigen Querschnitt, der zur Erzielung eines möglichst kleinen Gewichtes, um den Transport an Ort und Stelle und die Aufstellung zu erleichtern, hohl gemacht wurde.



Abb. 15. Versuche mit Eisenbetonmasten der Pennsylvaniabahn.

Um die Festigkeit dieser Eisenbetonmaste zu prüfen und ihre Überlegenheit gegenüber den Holzmasten zu erweisen, stellte Cummings mit zwei solchen Eisenbetonmasten und mit zwei Holzmasten von gleichen Abmessungen und vorzüglicher Beschaffenheit vergleichende Versuche an.

Von den beiden Versuchsmasten hatte der eine einen massiven quadratischen Querschnitt von 33 cm unterem und 20 cm oberem Durchmesser. Der andere Eisenbetonmast besaß einen achteckigen Querschnitt von denselben Abmessungen, der bis auf zwei Drittel der Masthöhe hohl war, mit Wandstärken von 4,5 cm unten und 7,5 cm oben. Die Eiseneinlagen bestanden aus 4 R.-E. 18 mm und 4 R.-E. 16 mm von 7,3 m Länge. Die ganze Mastlänge war 9 m, die Höhe über dem Boden 7,5 m. Das angewandte Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 3.

Die Maste waren so berechnet, daß sie einem von 50 Telegraphendrähten in 30 m Spannweite ausgeübten Zug widerstehen konnten, der ungefähr 450 kg betrug. Die rechnungsmäßige Sicherheit der Konstruktion war eine dreifache.

Diese Maste wurden mitsamt den Holzmasten 1,5 m tief in ein Betonfundament von beträchtlichen Abmessungen einbetoniert (Abb. 15). In 7,36 m Abstand über dem

Fundament wurden die Maste durch ein Drahtseil horizontal belastet, das in einiger Entfernung über eine Rolle lief und mittels eines Flaschenzuges in Spannung versetzt wurde.

Die Spannung des Seiles konnte an einem eingeschalteten Dynamometer von 1200 kg Tragkraft abgelesen werden.

Die Verbiegungen, welche die Maste erfuhren, wurden mittels eines an dem Mast aufgehängten Lotes an einer 30 cm über dem Boden angebrachten Skala abgelesen, außerdem noch an einem zweiten Maßstab der an der Spitze des Mastes an der Fahrbahn der Brücke befestigt war, unter der der Versuch vorgenommen wurde.

Bezeichnung	Versuch Nr.	Belastung kg	Ausbiegung an der Spitze mm	Ausbiegung am Boden mm	Zeit	Bemerkungen
Achteckiger Eisenbetonmast	1	800	95	0,8	3^{17}	
		975	146	1,6	3^{18}	
	2	22	13	0,8		Vorübergehend 13 mm
		1150	203	3,2	3^{19}	
		1320	298	4,8	3^{20}	Riß Nr. 1 und 2
	3	22	32	1,6		Vorübergehend 26 mm
		1500	362	6,3	3^{24}	Riß Nr. 3 und 4
		1400	456	9,6	3^{25}	Riß Nr. 5
		1375	648	19,0	3^{26}	Bruch an der Einspannungsstelle
Quadratischer Eisenbetonmast	1	22	19		2^{02}	
		800	63		2^{04}	
		975	89		2^{08}	
	2	22	19			Vorübergehend 13 mm
		1150	115		2^{10}	
		1320	216	1,6	2^{11}	
	3	22	89			
		1435	787			
		1500	876	3,2	2^{14}	Riß Nr. 1
	4	22	540			Riß Nr. 2, 3 und 4
		1610	960		2^{19}	Bruch an der Einspannstelle
Holzmast Nr. 1	1	800	508		11^{50}	
		975	565		11^{51}	
		1150	737		11^{52}	
		1250	889		11^{53}	Erster Riß
		1285	927		11^{54}	
		1320	978		11^{55}	
		1470	1270		11^{56}	
		1500	1397		11^{57}	
		1520	1676		12^{00}	Plötzlicher Bruch, 3 m über dem Boden
Holzmast Nr. 2	1	75	356			
		975	940			
		1105	1194		11^{03}	Plötzlicher Bruch, 3 m über dem Boden

In der vorstehenden Tabelle sind die Beobachtungen verzeichnet. Auch diese Werte geben nicht allein die Formänderungen der Maste, sondern auch die Verdrehungen des Fundaments an. Die Berichtigung wäre hier übrigens sehr leicht gewesen, wenn man gleichzeitig an den unbelasteten Masten Ablesungen gemacht hätte.

Eisenbetonmaste von J. L. Weller (3).

Besonders bemerkenswerte und zahlreiche Ausführungen von Eisenbetonmasten sind von dem Chefingenieur des Wellandkanals Mr. J. L. Weller bekannt geworden. Neben den Masten für die Kraftübertragung längs des Wellandkanals sind die für eine 20 km lange Kraftübertragung der Hamilton Cataract Comp. zu erwähnen.

Eine großartige Leistung sind die Eisenbetonmaste, welche Mr. Weller für die Überführung der Hochspannungsleitung über den Wellandkanal hergestellt hat. Diese Maste sind 45 m hoch und haben einen quadratischen Querschnitt von 80 cm Seitenlänge am Boden und 28 cm an der Spitze. Das Gewicht eines solchen Mastes beträgt 40 t. Sie wurden liegend hergestellt und unter Zuhilfenahme von Holzmasten und besonderen Aufzugmaschinen aufgestellt.



Abb. 16. Versuch 4 mit einem quadratischen Eisenbetonmast von Cummings. 1610 kg Zug, Bruch an der Einspannungsstelle.

Kabeltürme für Hochspannungsleitungen (4).

Zur Überführung einer Hochspannungsleitung über den Monongahelafluß in Brownsville, Pa., wurden von F. W. Scheidenhelm zwei Eisenbetontürme hergestellt, deren Konstruktion Beachtung verdient. Von den eben genannten Konstruktionen Wellers unterscheiden sich diese Kabeltürme dadurch, daß sie stehend mittels Standgerüstes hergestellt wurden.

Die Türme hatten ein Kabel von 309 m Spannweite aufzunehmen, derart, daß für die Schiffahrt eine freie Durchfahrt von 23,5 m verblieb. Dazu war auf der einen Seite die Errichtung eines 35 m hohen Turmes erforderlich, während auf der anderen, Brownsviller Seite das Kabel an der Unterstation, einem soliden Gebäude aus Eisenbeton, verankert wurde.

Vergleichende Kostenberechnungen entschieden zugunsten der Ausführung in Eisenbeton, außerdem für die Aufstellung zweier getrennter Türme, von denen der eine, 35 m hohe Hauptturm nur zur lotrechten Unterstützung des Kabels dient, während ein zweiter Turm von 16,7 m Höhe in 70 m Entfernung zur Verankerung des Kabels dient. Die Konstruktion des Hauptturms ist aus den Abb. 17 bis 22 ersichtlich.

Traverse
Traverse
Traverse
Traverse
E F
C D
A B
36,10
35,10
26,80

53 cm
72 cm

Abb. 23 bis 25. Rollenlager für ein Hochspannungskabel.

Schnitt E-F.
Schnitt C-D.
Schnitt A-B.
2,50
1,90
2,50

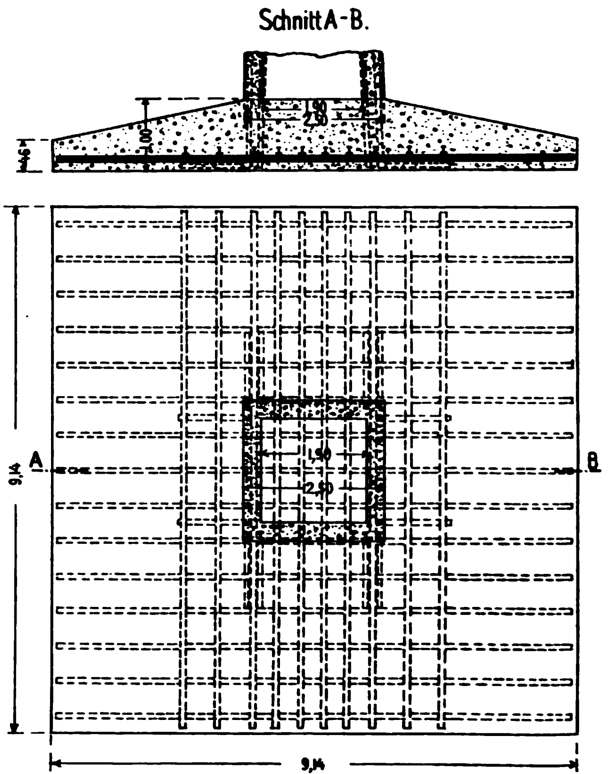


Abb. 17 bis 22. Kabelturm bei Brownsville von F. W. Scheidenhelm.

Der in dem Kabel auftretende Zug wurde nach der Theorie der Kettenlinie berechnet. Der größte Durchhang des Kabels betrug 11,2 m, der kleinste 10,2 m. Um den Hauptturm möglichst nur in lotrechtem Sinne zu beanspruchen, wurde das Kabel über ein auf Isolatoren gesetztes Rollenlager geführt (Abb. 23 bis 25).

Neben dem Winddruck von 200 kg/m² hat der Kabelturm trotz der Rollenlager auch noch von dem Kabel herrührende Seitenkräfte aufzunehmen. Nämlich eine Komponente der Stabspannung infolge der Reibung, die an den Rollenlagern auftritt, eine zweite Komponente infolge der größeren Neigung des zum Ankerturm gehenden Kabels und schließlich den auf das Kabel treffenden Winddruck, der mit 100 kg für 1 m² Projektion der Kabeloberfläche angenommen wurde.

Die größte Beanspruchung des Hauptturmes tritt dann auf, wenn die eben genannten Horizontalkräfte gleichzeitig wirken und das Kabel mit einer Reifschicht bedeckt ist, deren Stärke gleich dem Kabeldurchmesser angenommen wurde.

Der Turm wurde bis auf 26,8 m Höhe hohl mit 30 cm starken Wandungen ausgeführt und mit 12 Eisenbahnschienen armiert. Der Querschnitt ist quadratisch mit 2,50 m Seitenlänge an der Basis, die sich gegen die Spitze zu gleichmäßig bis auf 30 cm verjüngt. In der Richtung des größten Winddrucks, parallel zum Fluß, hat der Querschnitt die stärkste Armierung erhalten.

Der Ankerturm hat einen Horizontalzug des Kabels von 55 t aufzunehmen, der 10,7 m über dem Boden angreift. Er wurde als ein an einem Ende eingespannter Träger berechnet und erhielt einen Querschnitt von 1,20 × 3 m, der in 12,5 m Höhe auf ein Quadrat von 30 cm Seitenlänge vermindert ist. Die dem Hauptturm zugekehrte Seite des Ankerturms ist lotrecht.

Eisenbetonmaste System Bourgeat (5).

Der französische Zementwarenfabrikant A. Bourgeat in Voiron stellt seit etwa fünf Jahren Eisenbetonmaste mit Holzkern her. Diese Maste bestehen der Hauptsache nach aus einem gewöhnlichen schlanken Holzmast, der längere Zeit gelagert und gut ausgetrocknet ist und der mit einer Spiralarmierung von 6 mm-R.-E. umwickelt wird. Auf die Spiralarmierung kommt noch eine Längsarmierung von 7 bis 10 mm Durchmesser und darauf ein Drahtnetz von 2 bis 3 cm Maschenweite aus 1 mm starken Drähten.



Abb. 26. Formen für die Bourgeat-Maste.

Der so zugerichtete Kern wird in einer halbrunden, eisernen Form mit Beton ummantelt. Die Form sitzt in einem hölzernen Kasten und wird mit eisernen, an Scharnieren befestigten Deckeln verschlossen, die zur Zentrierung der Maste dienen. Ihre Konstruktion und der Arbeitsvorgang sind in Abb. 26 bis 28 dargestellt.

Die Maste sind gegen die Spitze hin verjüngt und bestehen aus 2 m langen Zylindern, deren Durchmesser sich immer um 2 cm unterscheiden. Die zur Aufnahme der Isolatoren bestimmten Traversen werden aus Holz oder Eisenbeton hergestellt und in der in Abb. 29 u. 30 wiedergegebenen Weise am Mast befestigt.

Für Kurven- und Eckmaste werden Zwillings- und Drillingsmaste verwendet, die durch eiserne Streben miteinander verbunden werden (Abb. 33 u. 35).



Abb. 27. Einlegen des bewehrten Holzkernes in die Form.



Abb. 28. Ausheben des fertigen Mastes aus der Form.

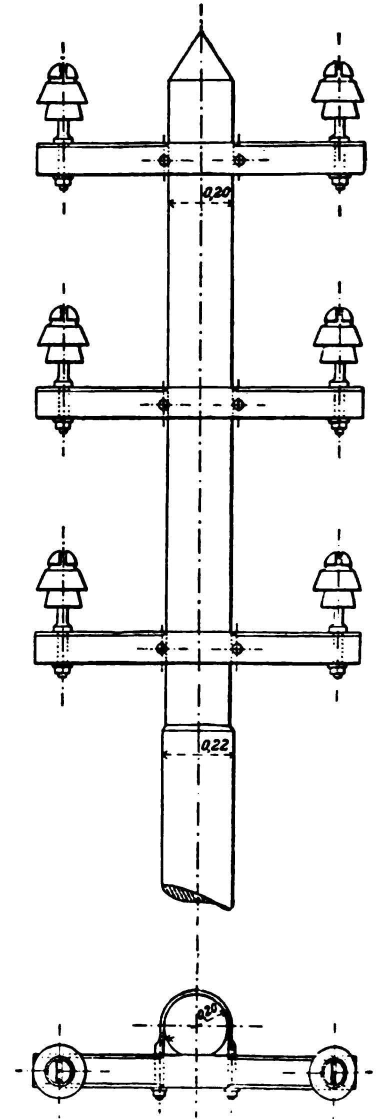


Abb 29. u. 30. Befestigung der Isolatorenstützen an den Bourgeatmasten.

Die Festigkeit dieser Maste ist, wie aus einer Reihe von Belastungsversuchen hervorgeht, sehr beträchtlich. In Abb. 31 sind die Ergebnisse einiger vergleichender Versuche zusammengestellt, welche die Überlegenheit dieser Eisenbetonmaste gegenüber Holzmasten gut erkennen lassen. Bezüglich des Preises sind sie, wie das Schaubild Abb. 32 zeigt, den eisernen Masten jedenfalls überlegen.

Der Vorteil, den die Herstellung der Eisenbetonmaste mit Holzkern bietet, besteht nach Angabe ihres Konstrukteurs darin, daß der Mast infolge der Holzeinlage eine größere Widerstandsfähigkeit besitzt und daß die Vorteile des Hohlmastes in bezug auf

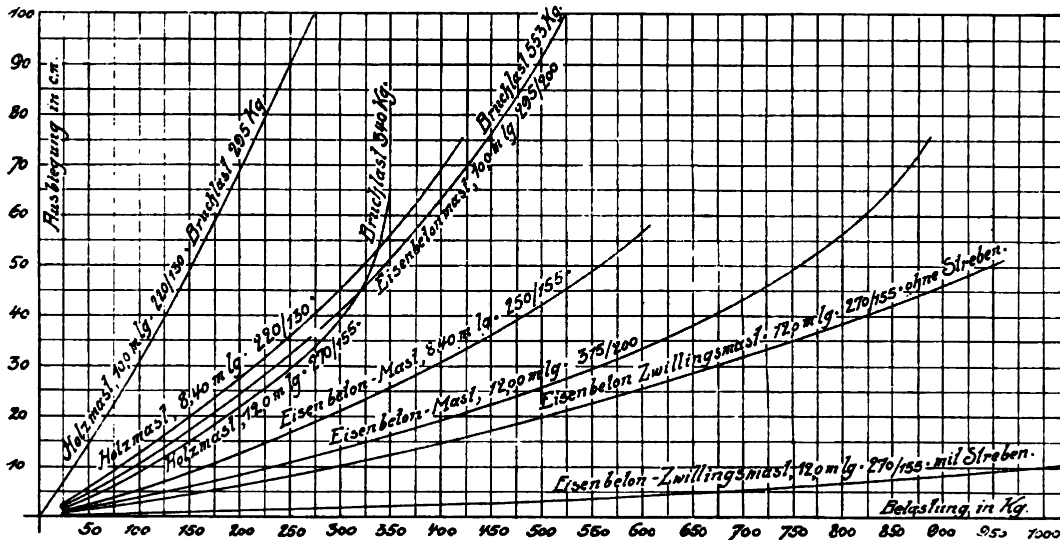


Abb. 31. Vergleichende Versuche mit Holz- und Eisenbetonmasten nach Bourgeat.

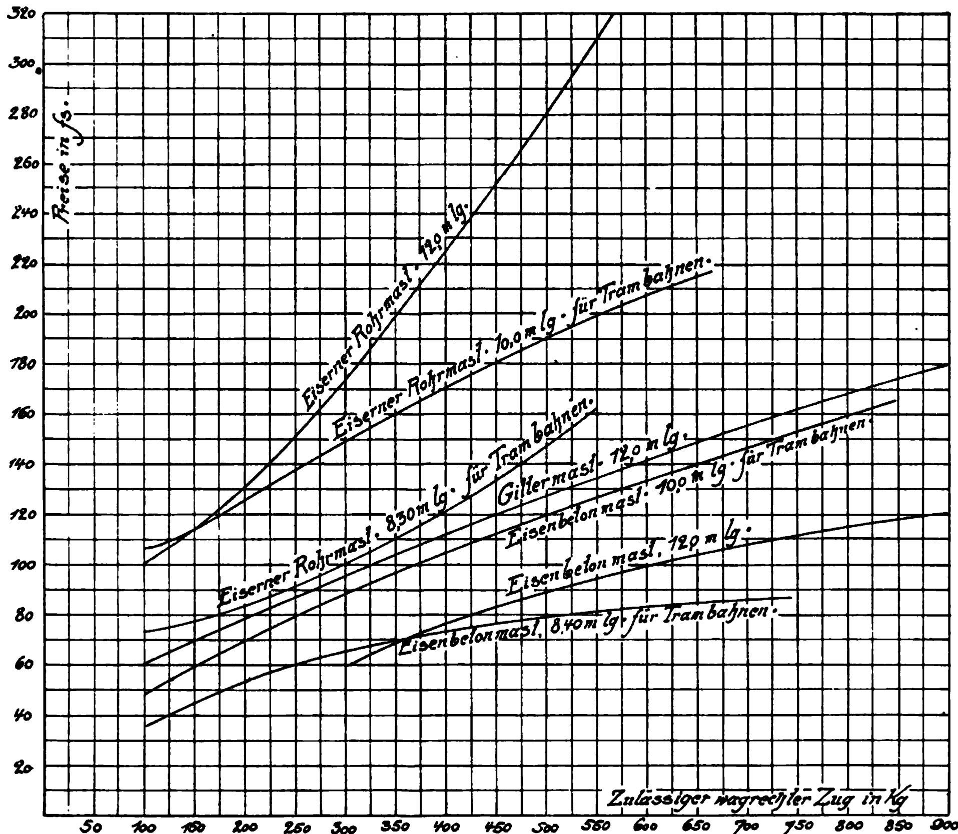


Abb. 32. Schaubild der Kosten von Eisen- und Eisenbetonmasten nach Bourgeat.

Gewichtsverminderung erreicht werden, ohne daß eine Innenschalung nötig ist. Gleichzeitig wird die Herstellung erleichtert, weil die Eiseneinlagen am Kern in bequemer und genauer Weise angebracht werden können.



Abb. 33. Drillings-Eckmast von Bourgeat zwischen Livet und Grenoble.

Dagegen ist als Nachteil zu befürchten, daß der Beton durch das Arbeiten des Holzes und infolge der verschiedenen Ausdehnungsziffern von Holz und Beton Risse

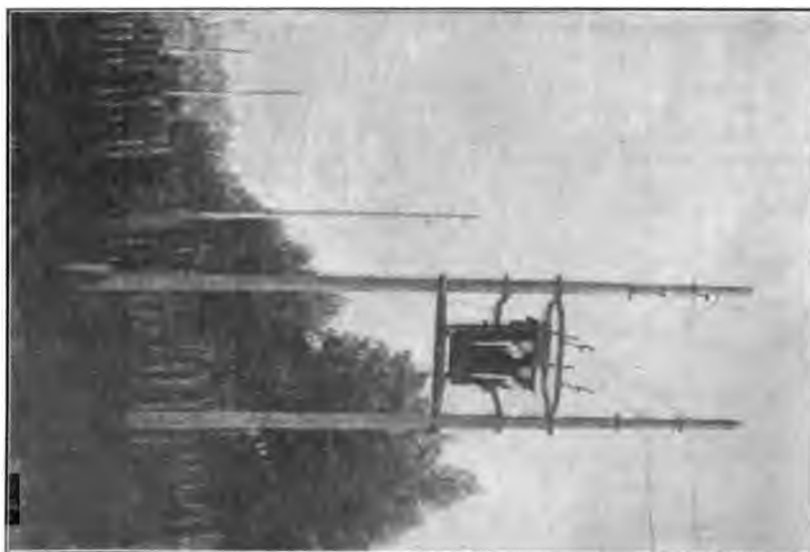


Abb. 34. Zwillingsmast nach Bourgeat mit Transformator der E.-Ges. Grenoble-Voiron.

bekommt und daß der Holzkern mit der Zeit fault. Die bisher gemachten Erfahrungen scheinen zwar nicht dafür zu sprechen, doch ist die Beobachtungsdauer für ein endgültiges Urteil noch zu kurz.

Von den Masten nach System Bourgeat liegen schon sehr zahlreiche Ausführungen vor, von denen folgende Erwähnung verdienen:

Maste für die Hochspannungsleitung der elektrischen Kraftübertragung von Livet nach Grenoble auf 36 km Entfernung. In Abb. 33 ist ein Eckmast dieser Leitung dargestellt, der aus drei einzelnen Masten besteht, die durch eiserne Streben verbunden sind.

Maste der Elektrizitätsgesellschaft Grenoble-Voiron für die elektrische Straßenbahn in Voiron. Abb. 34 stellt einen Zwillingsmast des Leitungsnetzes dar, der gleichzeitig zur Aufstellung eines Transformators diente.

Maste für die Hochspannungsleitung von Saillant nach Brives (Corrèze in Frankreich) von 22 km Länge. In Abb. 35 ist ein Zwillingseckmast dieser Leitung dargestellt.

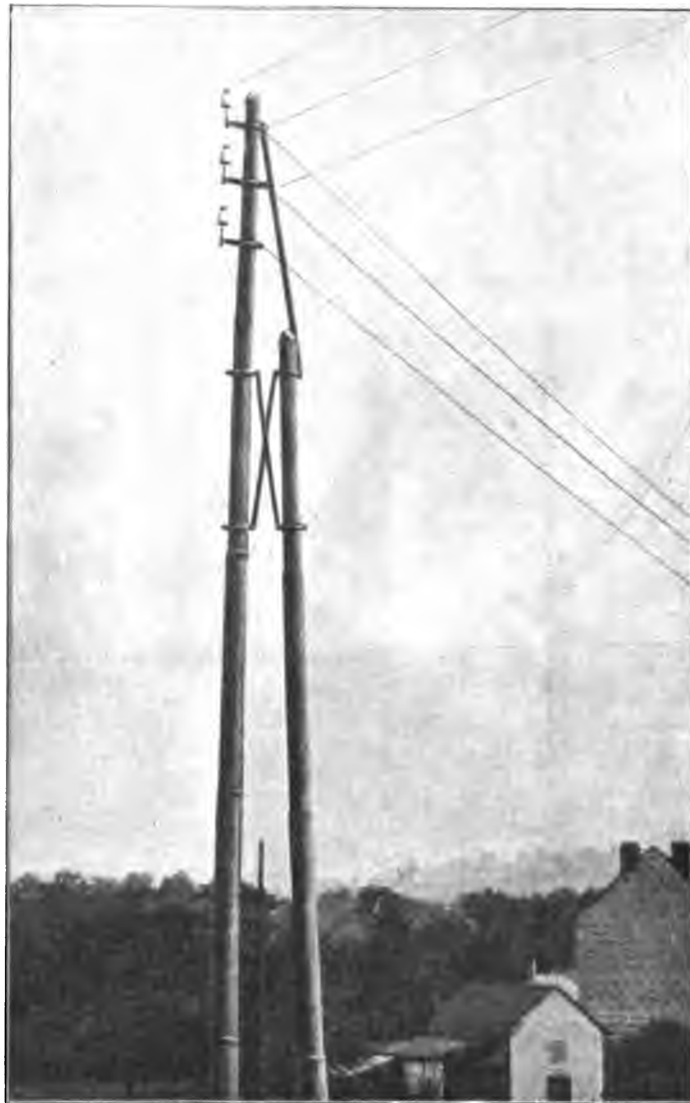


Abb. 35. Zwillings-Eckmast nach Bourgeat auf der Strecke von Saillant (Corrèze).

Siegwartmaste (6).

Die Siegwartmaste werden als kreisrunde Hohlmaste in verschiedenen Größen und Stärken auf maschinellem Wege hergestellt. Die Wandstärke dieser Maste schwankt je nach der geforderten Größe und Stärke zwischen 2,5 und 5 cm. Die Eiseneinlagen bestehen aus einer Längsarmierung von dünnen Rundeisen, die durch eine fortlaufende Spiralarmierung umschlungen und zusammengehalten werden.

Die Herstellung der Maste erfolgt mittels einer von Siegwart konstruierten Spezialmaschine, die im dritten Bande dieses Handbuchs, zweiter Teil, Seite 492 beschrieben ist. Der mit grobkörnigem Sand hergestellte Zementmörtel wird mittels eines endlosen Kettenbandes auf ein drehbar gelagertes Kernmodell aufgebracht, auf dem die Armierung, straff festgespannt, sitzt. Durch die Maschine wird eine Durcharbeitung des Materials und eine Gleichmäßigkeit in der Herstellung erzielt, die bei Handstampfung schwerlich erreicht werden können. Aus Abb. 36 bis 38 ist die allgemeine Anordnung der Siegwartmaste ersichtlich.

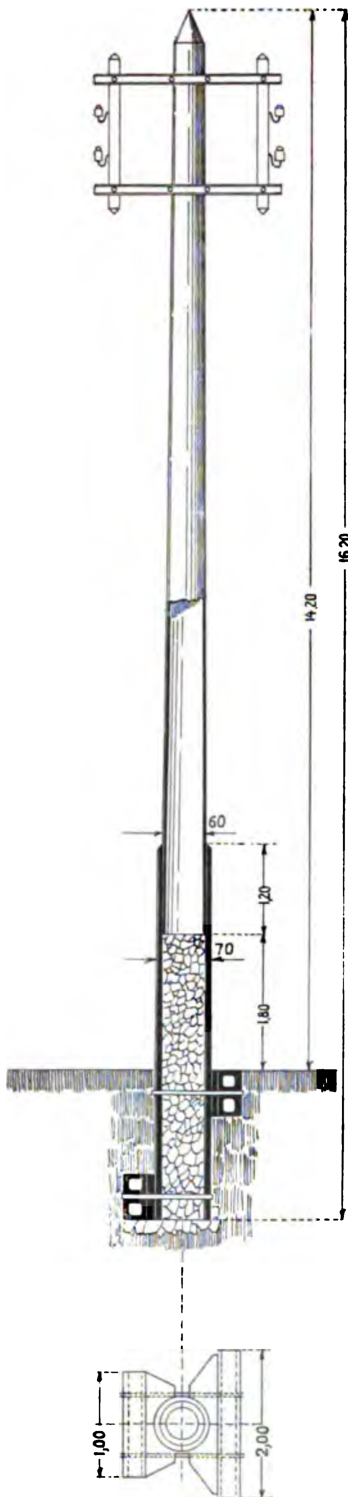


Abb. 36. u. 37. Eisenbetonmast von Siegwart.



Abb. 38. Siegwart-Eckmast in Meggen b. Luzern.

Eine vergleichende Kostenberechnung zwischen Holz-, Eisen- u. Siegwartmasten läßt die Eisenbetonmaste trotz höherer Anschaffungskosten doch am billigsten erscheinen.

Von den Biegeproben, welche an den für die Abnahme bestimmten Masten gemacht werden, geben wir nachstehenden Versuch wieder, der in der Fabrik der Internationalen Siegwartbalken-Gesellschaft vorgenommen wurde.

Bei diesem Versuch wurde der Fuß des Mastes zwischen zwei starken Betonbalken einzementiert und in horizontaler Richtung am Kopf des Mastes ein Zug senkrecht zur Achse ausgeübt (Abb. 39 u. 40). Die Zugkraft wurde mittels eines Flaschenzuges ausgeübt und an einem eingeschalteten Dynamometer abgelesen.

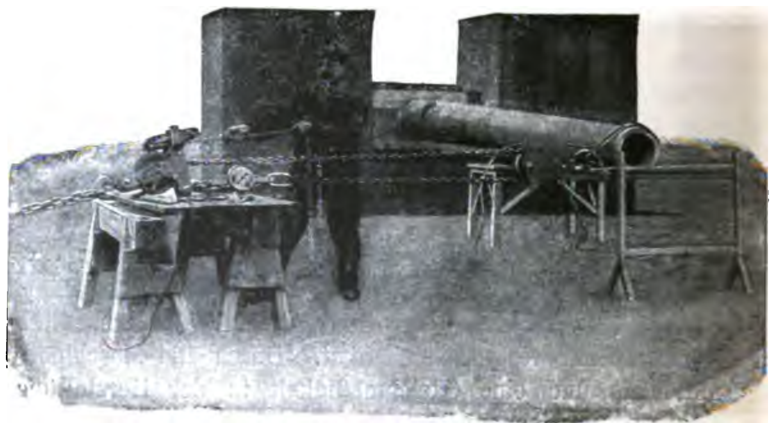


Abb. 39. Eingespannter Siegwartmast während der Zugprobe.

Die totale Mastlänge war 7,25 m, der Mastdurchmesser an der Einspannstelle 430 mm. Die Wandstärke betrug 30 mm, die Eiseneinlagen bestanden aus 33 R.-E. 7 mm.

I. Risse in der Druckzone.
II. Rückwärtsbewegung bis auf 60 mm Durchbiegung.
III. Gegenbewegung an der Einspannungsstelle auf 1,10 m im Betrage von 8 mm.
IV. Bei 1300 kg Zug, Bruch durch Ausknickung der Armierung.

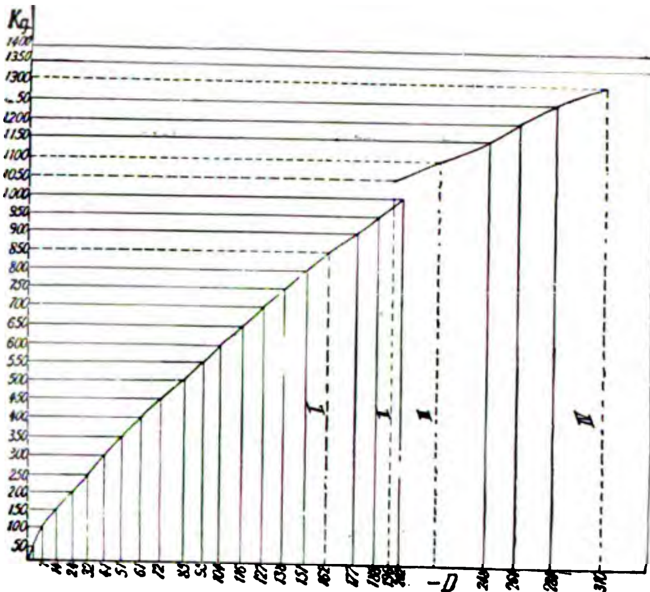


Abb. 41. Schaubild der Durchbiegungen eines Siegwartmastes.



Abb. 42. Bruchform eines Siegwartmastes.

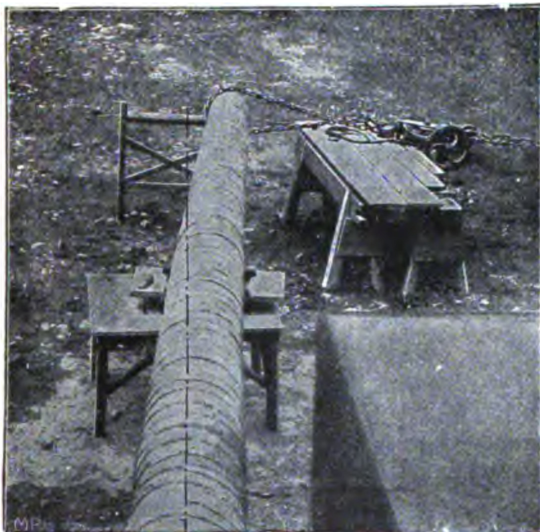


Abb. 40. Ausbiegung des Siegwartmastes während der Zugprobe.

Die während des Versuchs beobachteten Ausbiegungen sind in der Schaulinie der Abb. 41 dargestellt. Der Bruch erfolgte bei einer Belastung von 1300 kg und, wie aus Abb. 42 ersichtlich, durch Überwindung der Betondruckfestigkeit und Ausknicken der Einlagen.[1]

Wir wollen noch die Spannungen ermitteln, welche rechnungsmäßig zum Bruch geführt haben. Da die von Dr. Saliger aufgestellten Tabellen für die Spannungsberechnung in kreisrunden Querschnitten nur für Biegung und Achsialdruck gelten — was allerdings der normale Fall ist —, so wollen wir für den hier vorliegenden Fall der reinen Biegung die entsprechenden Formeln rasch ableiten.

[1]) Über neue Versuche mit Siegwartmasten von Prof. Schüle in Zürich vergl. Beton u. Eisen, Heft VI, S. 87

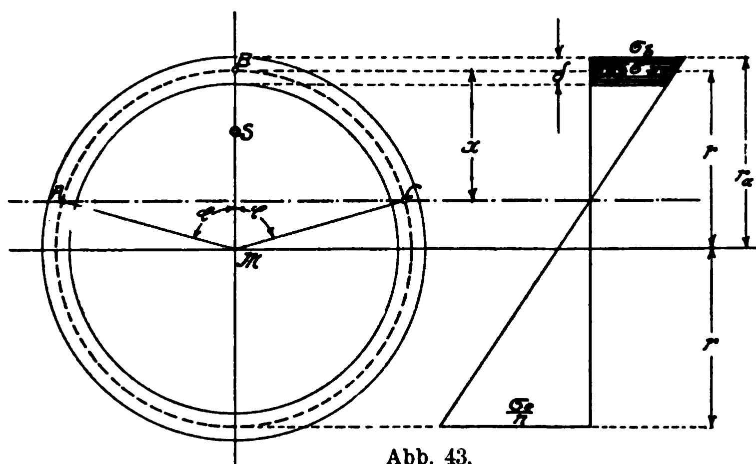


Abb. 43.

Bei geringen Wandstärken können wir uns nach dem Vorgang Saligers den Betonquerschnitt sowie die Eiseneinlagen auf einen Kreis vom mittleren Radius r vereinigt denken. Mit Rücksicht auf Abb. 43 ist die Betonfläche $F = 2 r \pi \delta$ Eisenfläche

$$F_e = \mu F = \mu 2 r \pi \delta$$

Betondruckfläche ABC

$$F_d = 2 r \varphi \delta$$

Schwerpunktslage von BAC $\quad MS = \frac{r \cdot \overline{AC}}{\overline{ABC}} = \frac{r \cdot 2 r \cdot \sin \varphi}{2 r \varphi} = \frac{r \cdot \sin \varphi}{\varphi}$

$$BS = r - \overline{MS} = r - \frac{r \sin \varphi}{\varphi} = r \frac{\varphi - \sin \varphi}{\varphi}.$$

Wir finden x in der üblichen Weise, indem wir die statischen Momente in bezug auf eine durch B gehende Achse anschreiben:

$$F_d = 2 r \varphi \delta \qquad S_1 = 2 r \varphi \delta \cdot r \frac{\varphi - \sin \varphi}{\varphi}$$

$$n F_e = n \mu \cdot 2 r \pi \delta \qquad S_2 = n \cdot \mu \cdot 2 \pi r \delta \cdot r$$

$$\Sigma F = 2 r \delta (\varphi + n \mu \pi) \qquad \Sigma S = 2 r^2 \delta (\varphi - \sin \varphi + n \mu \pi)$$

$$x = \frac{\Sigma S}{\Sigma F} = \frac{2 r^2 \delta (\varphi - \sin \varphi + n \mu \pi)}{2 r \delta (\varphi + n \mu \pi)}.$$

Anderseits ist auch $\quad x = r - r \cos \varphi = r (1 - \cos \varphi)$,

daher $\quad r (1 - \cos \varphi) = r \cdot \frac{\varphi - \sin \varphi + n \mu \pi}{\varphi + n \mu \pi}$

oder auch $\quad \operatorname{tg} \varphi - \varphi = n \mu \pi \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$

Die Lage der Nullinie ist also bestimmt und, wie man sieht, bei konstantem n lediglich eine Funktion von μ. Aus Gleichung (1) lassen sich für verschiedene Armierungsprozente leicht die zugehörigen Werte von φ ermitteln. In der graphischen Tabelle der Abb. 44 sind die Werte von φ, $\sin \varphi$, $\cos \varphi$ und $1 - \cos \varphi$ für verschiedene Armierungsprozente und für $n = 15$ angegeben.

Zur Ermittlung der inneren Spannungen benutzen wir die von Dr. Saliger in B. u. E. 1905, Heft X entwickelte Formel (12)

$$M = \frac{\sigma}{4 r \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \left[r^3 \delta (2 \varphi - \sin 2 \varphi) + n F_e r_e^2 \right]$$

$$F_e = \mu 2 \pi r \delta; \; r_e = r$$

$$M = \frac{\sigma}{4 r \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \left[r^3 \delta (2 \varphi - \sin 2 \varphi) + 2 n \mu \pi r^3 \delta \right]$$

$$= \sigma r^2 \delta \frac{2 \varphi - \sin 2 \varphi + 2 n \mu \pi}{2 (1 - \cos \varphi)},$$

daraus
$$\sigma = \frac{M(1-\cos\varphi)}{r^2\,\delta\,(\varphi - \sin\varphi\cos\varphi + n\,\mu\,\pi)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Aus σ folgt angenähert unter Beachtung von Abb. 43 die größte Druckspannung im Beton:
$$\sigma_b = \sigma\,\frac{x+R-r}{x} = \sigma\left[1 + \frac{R-r}{r\,(1-\cos\varphi)}\right] \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

und die Zugspannung im Eisen:
$$\sigma_{ez} = n\cdot\sigma\,\frac{2\,r-x}{x} = n\,\sigma\cdot\left[\frac{2}{1-\cos\varphi} - 1\right] \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

Schließlich die Druckspannung im Eisen:
$$\sigma_{ed} = n\,\sigma \quad . \; . \quad (5)$$

Durch Vergleich der gewöhnlichen Biegungsformel
$$\sigma = \frac{M}{J}\cdot x$$
mit Gleichung (2) erhält man noch das Trägheitsmoment des betrachteten Querschnitts:
$$J = r^3\,\delta\,\mathrm{tg}\,\varphi\cdot\sin^2\varphi \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (6)$$

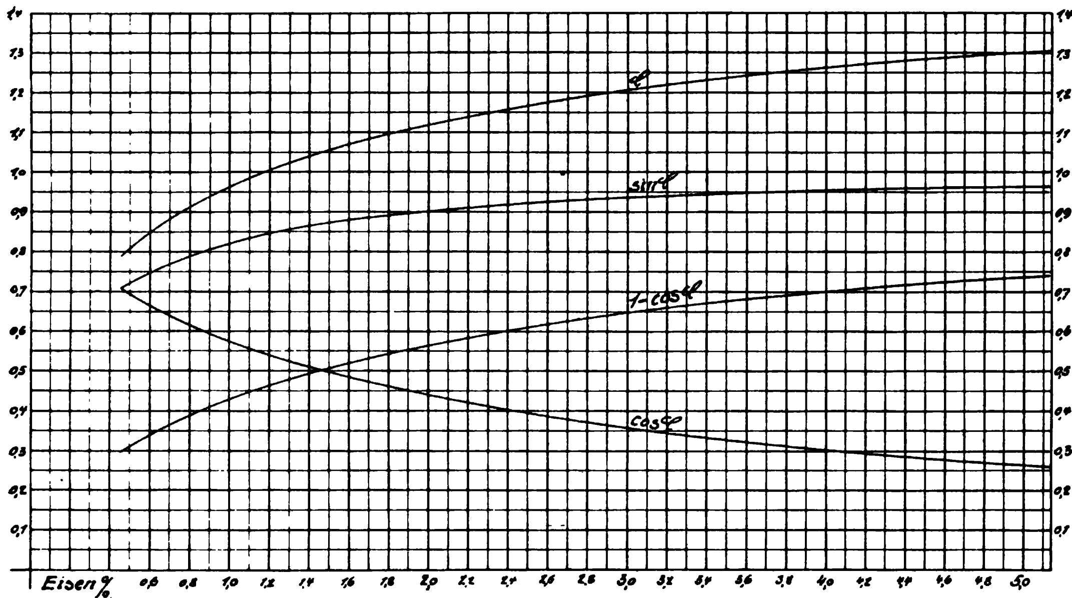


Abb. 44. Tabelle zur Ermittlung der Nullinie im ringförmigen Querschnitt.

Das Verfahren ist um so genauer, je kleiner die Wandstärke im Verhältnis zum Durchmesser ist.

Aus dem Schaubild, Abb. 41, ist zu entnehmen, daß der erste Riß bei einer Belastung von 850 kg und bei einer Ausbiegung von $f = 16{,}2$ cm aufgetreten ist. Der Hebelarm der Last betrug 6 m. Daher das Biegungsmoment
$$M = 850\cdot 600 = 510\,000 \text{ kgcm}$$
$$F = \pi\,(21{,}5^2 - 18{,}5^2) = 377{,}5 \text{ cm}^2$$
$$r = \frac{F}{2\,\pi\,\delta} = \frac{377{,}5}{2\,\pi\cdot 3} = 20 \text{ cm}$$
$$F_e = 33 \text{ R.-E. } 7 \text{ mm} = 12{,}2 \text{ cm}^2$$
$$\mu = \frac{100\cdot 12{,}2}{377{,}5} = 3{,}24 \text{ vH.};\; n\,\mu\,\pi = 1{,}53.$$

Der Tabelle, Abb. 44, entnehmen wir für dieses μ

$$\varphi = 1{,}2217$$
$$\sin\varphi = 0{,}9397$$
$$\cos\varphi = 0{,}342$$
$$1 - \cos\varphi = 0{,}658,$$

daher ist nach Gleichung (2)

$$\sigma = \frac{510\,000 \cdot 0{,}658}{20^2 \cdot 3 \cdot (1{,}2217 - 0{,}9397 \cdot 0{,}342 + 1{,}53)} = \frac{510\,000 \cdot 0{,}658}{1200 \cdot 2{,}431} = 115 \text{ at}$$

und die größte Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = 115\left[1 + \frac{1{,}5}{20 \cdot 0{,}658}\right] = 115 \cdot 1{,}14 = \mathbf{131} \text{ at}$$

Größte Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_{ez} = 15 \cdot 115\left[\frac{2}{0{,}658} - 1\right] = \mathbf{3460} \text{ at}$$

und die größte Druckspannung im Eisen:

$$\sigma_{ed} = 15 \cdot 115 = \mathbf{1725} \text{ at},$$

Die Spannungen, welche bei dem der Konstruktion zugrunde liegenden, zulässigen Horizontalzug von 236 kg auftreten, sind folgende:

$$\sigma_b = \frac{236}{850} \cdot 131 = \mathbf{36{,}3} \text{ at}$$

$$\sigma_{ez} = \frac{236}{850} \cdot 3460 = \mathbf{965} \text{ at}$$

$$\sigma_{ed} = \frac{236}{850} \cdot 1725 = \mathbf{480} \text{ at.}$$

Man sieht also, daß diese Rechnungsweise einen ausreichenden Sicherheitsgrad gewährt, wenn man der Dimensionierung die üblichen zulässigen Spannungen zugrunde legt.

Wir wollen die bei 250 und 850 kg Zug beobachteten Ausbiegungen des Mastes noch dazu benutzen, den Elastizitätsmodul des Betons zu ermitteln. Für einen mit P belasteten, einerseits eingespannten Träger ist die Durchbiegung

$$f = \frac{P \cdot l^3}{3\,E \cdot J}$$

Unter Benutzung von Gleichung (6) findet man leicht das Trägheitsmoment des Mastquerschnittes

an der Einspannungsstelle $J_1 = 58\,200$ cm^4
in der Mitte . . . . . $J_2 = 35\,900$ „
am Mastkopf . . . . . $J_3 = 18\,100$ „

$$J = \frac{J_1 + 2\,J_2 + J_3}{4} = 37\,025 \text{ cm}^4.$$

Daher ist für die Laststufe von 250 kg, $f = 3{,}2$ cm

$$E = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot f \cdot J} = \frac{250 \cdot 600^3}{3 \cdot 3{,}2 \cdot 37\,025} = \mathbf{151\,500} \text{ kg/cm}^2$$

und für die Laststufe von 850 kg, $f = 16{,}2$ cm

$$E = \frac{850 \cdot 600^3}{3 \cdot 16{,}2 \cdot 37\,025} = \mathbf{102\,000} \text{ kg/cm}^2.$$

Schleudermaste. (7.)

Ein neues und eigenartiges Verfahren, das dem Ingenieur H. Rentzsch und der Firma Otto u. Schlosser in Meißen patentamtlich geschützt ist, besteht darin, Hohlmaste in rotierenden Formen durch Schleudern von dünnflüssiger, mit Asbest durchsetzter Zementmasse herzustellen. In die Schleuderform wird ein Eisengerippe eingelegt, an dem sich die Zement-Asbestmasse festlagert.

Der zur Verwendung kommende Asbest wird auf Kollergängen zerkleinert und in Holländern unter reichlichem Wasserzusatz in einzelne Fasern aufgelöst. Der so gewonnene gallertartige Brei wird mit dem sehr naß angemachten Zement in eine zweiteilige, gut verschlossene Form gebracht, in der die Eiseneinlagen — Streckmetall oder ein Rundeisengeflecht — in gehörigem Abstand von der Wandung festgespannt sind. Aus Abb. 45 sind die offenen Formen mit den Einlagen zu ersehen.



Abb. 45. Formen und Einlagen der Schleudermaste.

Die gefüllte Form kommt auf eine Rotationsmaschine und wird je nach dem Durchmesser des Rohres mit einer Geschwindigkeit von 300 bis 1500 Umdrehungen in der Minute gedreht. Infolge der Fliehkraft wird die in der Form befindliche plastische Masse nach der Formwand geschleudert und gleichzeitig das Wasser als leichterer Bestandteil nach dem Inneren der Form gedrängt. In der schnell umlaufenden Form erfolgt in wenigen Minuten gleichzeitig die Pressung und Entwässerung des Verbundkörpers. Nach etwa 10 Minuten wird die Maschine stillgesetzt, die Form ein wenig gehoben, an ihrem tiefer liegenden Ende geöffnet und das mit Zement und Asbestschlamm versetzte Wasser abgelassen. Das Rohr verbleibt noch einige Tage in der Form, wird dann herausgehoben und bis zur völligen Erhärtung gelagert.

Bei der Herstellung der konischen Maste zieht sich die plastische Masse infolge ihres Eigengewichtes nach der Seite des größeren Durchmessers hin. Es entsteht also dort, wo später die größte Beanspruchung zu erwarten ist, durch den Schleuderprozeß von selbst eine größere Wandstärke.

Die auf diese Weise hergestellten Hohlmaste sind, wie die Untersuchung der Querschnitte ergeben hat, Verbundkörper von großer Gleichmäßigkeit und Festigkeit.

Neben anderen Verwendungszwecken wurden diese Maste schon in Längen bis zu 10 m für Telegraphenleitungen verwendet. Abb. 46 zeigt einen der in Meißen aufgestellten Telegraphenmaste, die sich bis jetzt gut bewährt haben.

Ihr Preis schwankt wie bei den meisten Eisenbetonmasten zwischen dem der Holz- und Eisenmaste.

Zur Berechnung der Maste.

Die Leitungsmaste sind eingespannte Stützen, die durch lotrechte und wagerechte Kräfte beansprucht werden. Die lotrechten Kräfte rühren her

1. vom Eigengewicht der Maste
2. vom Gewicht der Leitungen
3. vom Gewicht der auf den Leitungen liegenden Schneelast, die nach M. Förster in einer Höhe bis zu 20 cm und einer Breite bis zum fünffachen Durchmesser des Leitungsdrahtes angenommen werden kann. Das Gewicht dieser Schneelast ist für einen Drahtdurchmesser d in m

$$g_s = 125\, d \text{ kg/m} \quad . \quad . \quad (1)$$



Abb. 46.
Schleudermast einer Telegraphenleitung in Meißen.

Die wagerechten Kräfte rühren her

1. von dem durch die Leitungen hervorgerufenen Horizontalzug
2. von dem Winddruck auf die Leitungen und
3. von dem Winddruck auf den Mast.

Ist l in m die Mastentfernung, f in m der Durchhang eines Leitungsdrahtes, g das Gewicht des Drahtes in kg/m, so ist der von ihm bewirkte Horizontalzug

$$H = \frac{g\, l^2}{8 f} \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Mit Rücksicht auf den Wind ist ein möglichst kleiner Durchhang erwünscht, jedoch durch die zulässige Zugspannung im Leitungsdraht begrenzt, die bei der niedrigsten Temperatur nicht überschritten werden soll. Ist s das spezifische Gewicht des Drahtes, K_z die zulässige Zugspannung in kg/cm², so ist der kleinstzulässige Durchhang der blanken Leitung

$$f_{min} = \frac{s\, l^2}{80\, K_z} \quad . \quad . \quad (3)$$

Aus Gleichung (2) und (3) läßt sich das größtmögliche H ermitteln.

Sind die Spannweiten der Leitung gleich und liegen ihre Stützpunkte gleich hoch, so heben sich die Zugkräfte infolge Eigengewichts gegenseitig auf.

Bei Kurven- und Eckmasten ist der Horizontalzug teilweise oder ganz in Rechnung zu setzen. Wird eine Leitung um den Winkel α abgelenkt, so ist der Horizontalzug infolge Eigengewichts

$$H_g = \frac{g\, l^2}{4 f} \sin \frac{\alpha}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Der Horizontalzug für einseitige Schneelast ist stets zu berücksichtigen und beträgt, wenn d der Leitungsdurchmesser in m

$$H_s = \frac{125\, d\, l^2}{8 f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

Der Winddruck auf die Leitungen beträgt bis 150 kg/m² senkrecht getroffene Fläche und ist

für blanke Leitungen vom Durchmesser d in m $w = 100\,d$ in kg/m
„ bereifte „ „ „ „ „ „ $w = 200\,d$ „ „

Für schneebedeckte Leitungen braucht kein Winddruck gerechnet zu werden.

Der auf die Leitungsdrähte wirkende Winddruck bringt in der Richtung der Leitung einen Zug hervor, der gleich ist

$$_1H_w = \frac{w l^2}{8 f \cdot \sin \varphi} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (6)$$

wobei $\operatorname{tg} \varphi = \frac{w}{g}$,

außerdem einen Zug senkrecht zur Richtung der Leitung im Betrag von

$$_2H_w = \frac{w \cdot l}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (7)$$

Der auf die Maste treffende Winddruck ist, wenn F die lotrechte Schnittfläche des Mastes,

für rechteckige Maste $w = 150 \cdot F$
„ achteckige „ $= 106 \cdot F$
„ kreisrunde „ $= 100 \cdot F$.

Der Angriffspunkt liegt im Schwerpunkt von F.

Für die in der Weise ermittelten äußeren Kräfte lassen sich die inneren Spannungen der Maste nach den für Biegung und Normaldruck gegebenen Regeln der Festigkeitslehre jederzeit bestimmen, für rechteckige Querschnitte unter Benutzung der von Prof. Mörsch gegebenen, für den praktischen Gebrauch vorzüglich geeigneten graphischen Tabelle und für kreisrunde Querschnitte nach den von Dr. Saliger (17) entwickelten Formeln und Tabellen.

Die notwendige Eingrabungstiefe der Maste wird am besten nach einem von Engels angegebenen Verfahren ermittelt. Die Rechnung geht davon aus, daß der Gegendruck des Erdbodens bei A in Abb. 47 zweifellos gleich Null sein muß, während bei C ein Drehpunkt und bei D der größte Gegendruck des Bodens auftreten muß. Aus den Versuchen Engels ergibt sich die erforderliche Eingrabungstiefe für die Breite b eines rechteckigen Querschnitts

$$t^2 \geq \frac{H\left(6 + 12\,\frac{h}{t}\right)}{1100 \cdot b} \quad \ldots \quad (8)$$

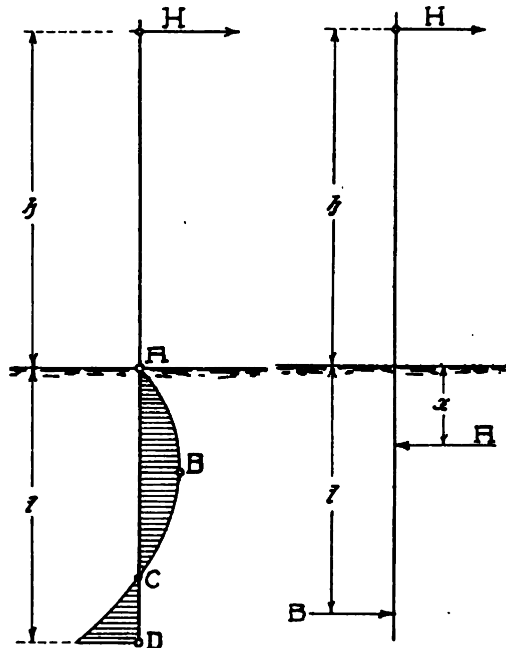


Abb. 47. Abb. 48.

Bei Kurven- und Eckmasten, die große seitliche Kräfte aufzunehmen haben, kann durch Verwendung einer Steinpackung oder eines Betonfundaments jede weitere Verankerung entbehrlich gemacht werden. Sehr zweckmäßig ist auch die Fundierung solcher Maste mittels quergelegter Siegwartbalken, wie sie für einen 14 m hohen und mit 1200 kg beanspruchten Siegwartmast angewendet wurde (Abb. 36 u. 37). Di An-

ordnung gestattet eine klare Kräfteverteilung und eine eindeutige ökonomische Berechnung.

Aus Abb. 48 folgt ohne weiteres

$$A = H\frac{h+t}{t-x}.$$

Bei einer Breite von b m ergibt sich die Länge a des bei A erforderlichen Querbalkens aus

$$a \cdot b \cdot \sigma = A = H\frac{h+t}{t-x}$$

$$a = \frac{H}{b\sigma} \cdot \frac{h+t}{t-x}.$$

Die Pressung σ ergibt sich aus dem passiven Erddruck

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \psi$$

$$\psi = 45 + \frac{\varrho}{2}.$$

In der Tiefe von x m ist

$$\sigma = \gamma\, x \operatorname{tg}^2 \psi,$$

daher auch

$$a = \frac{H}{b\gamma \operatorname{tg}^2 \psi} \cdot \frac{h+t}{x(t-x)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

Der Wert für a wird ein Kleinstwert, wenn $x = \frac{t}{2}$. Für diese günstigste Anordnung ist also

$$a = \frac{4H}{b\gamma \operatorname{tg}^2 \psi} \cdot \frac{h+t}{t^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

Für $\gamma = 1{,}8$, $\varrho = 40^\circ$ und eine etwa zweifache Sicherheit ergibt sich schließlich

$$a = \frac{H}{b} \cdot \frac{h+t}{t^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

Die bei B erforderliche Druckfläche ist halb so groß wie bei A.

β. Unterirdische Leitungen.

Für Telephon-, elektrische Licht- und Kraftleitungen kommt in großen Städten mehr und mehr die unterirdische Verlegung in Anwendung, weil die Betriebssicherheit in dieser Form eine viel größere ist als bei Freileitungen, und weil außerdem die riesige Ausdehnung der Leitungen ihre Unterbringung über der Erde nahezu unmöglich macht.

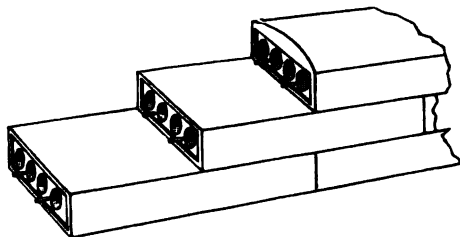


Abb. 49. Kabelschutzröhren.

Dabei haben sich zwei Arten der Verlegung ausgebildet. Einmal werden die armierten Kabel in offenen Gräben verlegt, zu ihrem Schutz mit Betonplatten abgedeckt und die Gräben wieder eingefüllt. Beim zweiten Verfahren werden in den Gräben besondere Rohrstränge verlegt, in welche die Kabel von Schächten aus eingezogen werden.

Die Rohrstränge werden heute fast allgemein aus Beton hergestellt. In Abb. 49 ist eine der meist angewandten Formen dargestellt.

Abb. 50 zeigt einen Rohrstrang für 56 Kabel, der in Amsterdam von der Holländischen Eisenbetongesellschaft s'Gravenhage hergestellt wurde. Da der Kabeltunnel unmittelbar unter stark befahrenen Eisenbahngleisen liegt, wurden die einzelnen



Abb. 50. Kabeltunnel in Amsterdam. — Ausgeführt von der holländ. Eisenbetongesellschaft, s'Gravenhage

Rohrstücke durch kräftige Eiseneinlagen zu einem förmlichen Träger verbunden, der die Last der Fahrzeuge, ohne Schaden zu nehmen, auf den Untergrund überträgt.

Beim Bau der Tunnel für die New-Yorker Untergrundbahn wurden die Kabelleitungen in den Beton-Tunnelwänden derart hergestellt, daß Tonrohre einbetoniert und zwischen den einzelnen Lagen eiserne Anker oder Streifen von Streckmetall einbetoniert wurden (Abb. 51). Es war nun schwer, die Rohre beim Stampfen des Betons in ihrer richtigen Lage zu erhalten, so daß sie später beim Einziehen der Kabel an den Stößen oft großen Widerstand boten. Deshalb wurde von der ausführenden Firma King, Rice and Ganey geteilte Holzkerne angewendet (Abb. 52 u. 53), welche in die Rohre eingelegt wurden, um einen exakten Stoß und eine durchaus glatte Innenfläche zu sichern. Der zweiteilige Kern kann vermittels keilförmiger Ansätze, die in entsprechende Vertiefungen passen, auseinandergespannt und durch eine kleine gegenseitige Verschiebung der beiden Hälften wieder entspannt werden. Diese Vorrichtung wurde probeweise auch zur Herstellung von Leitungen benutzt, die ohne Tonrohre im Beton ausgespart wurden, und hat sich auch da gut bewährt.

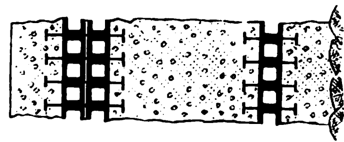


Abb. 51. Kabelleitungen in der Betonwandung eines Tunnels der New-Yorker Untergrundbahn.)

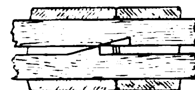
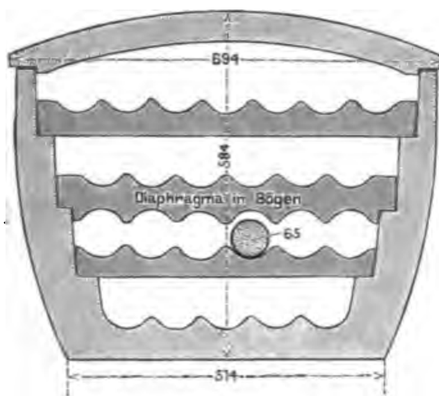




Abb. 52. Abb. 53. Zweiteiliger Holzkern, gespannt.

Die von dem Dipl.-Ing. J. Jenö Kis in Budapest konstruierten Kabelleitungs-

rohre sind, wie aus den Abb. 54 u. 55 ersichtlich, mit einem abnehmbaren, gut schließenden Deckel versehen, so daß die Kabel offen eingelegt und später wieder gezogen werden können, ohne daß aufgegraben werden muß. Sie verbinden also die Vorteile der zwei obengenannten Verlegungsarten. Die Rohre werden für beliebig viele Kabel und in Längen von 1 m hergestellt, die Rohre in Muffen, die Deckel stumpf gestoßen. Liegen die Kabel in mehreren Lagen übereinander, so werden Zwischenstücke, die gleichzeitig zur Aussteifung der Rohre dienen, mit Längsrillen für die Kabel eingesetzt. In geraden Strecken ist die Untersicht der Zwischenstücke eben, in gekrümmten Strecken zur seitlichen Führung der Kabel auch noch mit Rillen versehen. Die Rohre erhalten Eiseneinlagen und können deshalb mit dünnen Wandungen und erheblich leichter als andere hergestellt werden. Das ist für die Kostenfrage von Bedeutung.



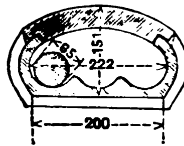


Abb. 54. Abb. 55.
Kabelleitungsröhren nach J. Jenö Kis, Budapest.

An Stelle der im Eisenbahnbau vielfach angewendeten Betonkanäle für Sicherungsanlagen hat die Zementwarenfabrik Adolf Baron Pittel in Wien zerlegbare Kanäle nach System E. Klein eingeführt.

Die Kanäle werden aus einfachen Werkstücken in einfachster Weise zusammengesetzt (Abb. 56 bis 58). Der Verband der Rahmenstücke (Abb. 56) mit den Seitenwänden und dem Deckel erfolgt durch Falz und Anschlagleiste, ohne daß ein Vergießen der Fugen mit Zementmörtel nötig wäre. Die Kanäle können daher auch leicht auseinander genommen und an anderen Orten wieder verwendet werden.

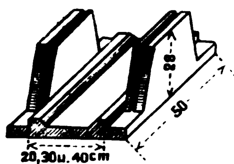


Abb. 56.

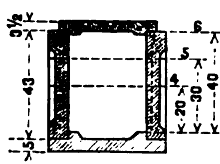


Abb. 57.

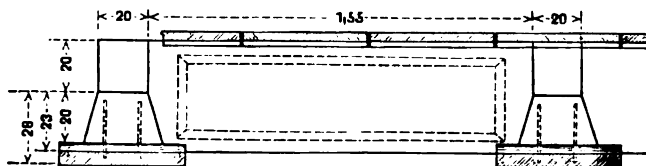


Abb. 58.

Zerlegbare Kanäle für Sicherungsanlagen nach System E. Klein.

Die Wandungen der Kanäle sind mit Eiseneinlagen versehen und daher auch — unbeschadet der Festigkeit — sehr dünn. Infolgedessen ist das Gewicht der einzelnen Werkstücke gering, was dem Transport und dem Verlegen der Kanäle sehr zustatten kommt. In der Tat geht das Verlegen sehr rasch, nachdem zwei Mann in zehnstündiger Arbeitszeit 150 bis 200 lfd. m Kanal herstellen können.

Literatur.

1) *Cement & Engineering News,* New-York 1902.
Zement und Beton, Berlin 1903.
2) *Le béton armé,* Paris 1903.
Beton u. Eisen, Berlin 1904, Heft IV.
3) *C. A. Cellar, Cement Age,* New-York 1907.
Concrete & Constructional Engineering, London 1907.
4) *Engineering News,* New-York 1907.
5) *Il Cemento,* Mailand 1905.
6) *Beton u. Eisen,* Berlin 1907, Heft V u. VI.
Schweizer. Elektrotechn. Zeitschr., Zürich 1906.
7) *Beton u. Eisen,* Berlin 1908, Heft IV.
Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1905.
La construction moderne, Paris 1905.
Cement & Engineering News, New-York 1906.
Il Cemento, Mailand 1904.

g) Sonstige Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbahnwesen.

Bearbeitet von Dr. Ing. **R. Bastian**, Biebrich a. Rh.

Eisenbetonbauten im Gebiet des Eisenbahnbaues sind heute noch ziemlich selten, da sich die maßgebenden Behörden — anscheinend infolge der Befürchtung, daß der Eisenbeton die im Bereich der Eisenbahnen unvermeidlichen dynamischen Wirkungen nicht ertragen könne — sehr zurückhaltend gezeigt haben. Allmählich macht sich aber auch hierin ein Umschwung und ein stetiger Fortschritt bemerkbar, und jetzt sind eine Anzahl solcher Bauten bekannt, die dafür zeugen, daß die Eisenbetonbauweise auch hier Vertrauen findet und verdient. Im folgenden ist eine gedrängte Übersicht derartiger Ausführungen gegeben.

Bahnsteighallen.

Ganz neuartig ist die Verwendung des Eisenbetons zu Bahnsteighallen. Sie hängt eng zusammen mit der Abneigung, die sich mehr und mehr gegen die Errichtung von großen Bahnhofshallen breit macht und die in den mit großen Hallen gemachten Erfahrungen gute Gründe hat. Derartige Hallen erfordern sehr große Anlagekosten und verschlingen Unsummen für ihre Unterhaltung. Zudem verlieren sie mit der Zeit durch Rost und Angriffe der Lokomotivgase unbedingt an Tragfähigkeit.

Die Angriffe der Lokomotivgase werden besonders bei solchen Hallen bedenklich, die zur Verringerung der Anlagekosten niedriger angelegt werden. Solche Ausführungen sind in Amerika häufig und neuerdings auch in Deutschland aufgenommen worden. Man suchte in solchen Fällen die Eisenteile manchmal dadurch zu schützen, daß man Blechmulden an den Stellen aufhing, wo die Lokomotiven zu halten pflegen, oder indem man dort Öffnungen im Dach aussparte.

Die beste Abhilfe erfolgt jedenfalls dadurch, daß man nur die Bahnsteige überdacht. Solche ein- und zweistieligen Bahnsteigdächer wurden früher allgemein aus Eisen mit Holz- oder Bimsbetondecke hergestellt. In neuester Zeit ist man auch hier mit Erfolg zur Verwendung des Eisenbetons übergegangen. Oder man ordnet bogenförmige Hallen aus Eisenbeton mit reichlichem Oberlicht und Dunstabzug an, die in jedem, bei größerer Höhenentwicklung in jedem zweiten oder dritten Bahnsteig unterstützt sind.

Eine Ausführung dieser Art sind die Bahnsteighallen in Nürnberg, die Direktor W. Luft vom Nürnberger Haus der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. für den dortigen Bahnhofsumbau konstruiert hat. Die Hallen sind ein- und zweistielig und bedecken insgesamt 22000 m² Bodenfläche.

Die einstieligen Hallen, die im Jahre 1907 ausgeführt worden sind, haben eine Breite von 7,60 m und einen Binderabstand von 10,70 m. Die 8 cm starke, am Rande etwas hochgezogene Dachplatte liegt auf zwei Außenpfetten von 18/38 cm und einer Mittelpfette von 20/55 cm, die zur besseren Versteifung und aus Schönheitsgründen an den Auflagern starke Vouten in Korbbogenform erhalten hat. Der

Pfettenabstand ist 2,50 m. Die Stiele haben am Sockel einen Querschnitt von 60/60 cm, der in 1 m Höhe in einen kreuzförmigen Querschnitt übergeführt und oben 50/50 cm stark ist. (Abb. 1 u. 2.)

Die Anordnung der zweistieligen Nürnberger Hallen ist aus dem Ausstellungsobjekt der Firma Dyckerhoff u Widmann auf der bayerischen Landesausstellung[1]) schon bekannt. In Abb. 6 ist die kühn und elegant aussehende Konstruktion dargestellt. Die Spannweite der Bogenbinder beträgt 18 m, die Binderentfernung 4 m. Die Dachplatte ist 18 cm stark. Der Binder ist als steifer Rahmen mit Fußgelenken berechnet und konstruiert. An den Gelenken erfolgt die Drucküberträgung nur im inneren Drittel durch den Beton und die eingelegten Rundeisen. Die äußeren Drittel der Auflageflächen sind mit doppelter Dachpappe belegt, um eine angenäherte Gelenkwirkung und die bei der Berechnung gemachte Annahme eines Momentennullpunktes zu sichern. Im Juli 1907 wurde dieses Tragsystem bis zum Bruch belastet. Dabei wurden sehr interessante Beobachtungen gemacht, die geeignet waren, weitere wissenschaftliche Grundlagen für die Berechnung derartiger statisch unbestimmter Bauwerke zu schaffen, und die gleichzeitig eine Nachprüfung der Theorie gestatteten.

Die endgültige und ausgeführte Form der Nürnberger Hallen ist aus den Abb. 4 u. 5 ersichtlich und in den Abb. 1 bis 3 noch ein Schnitt durch einen Teil der — im besten Sinne — modernen Bahnhofsanlage dargestellt.

Neben den vorgenannten hat im Jahre 1907 das Biebricher Haus der Dyckerhoff u. Widmann-A.-G. auch in Sonneberg i. Th. ein- und zweistielige Bahnsteighallen ausgeführt. Es wurden drei Hallen von insgesamt 3500 m² Grundfläche in einer Bauzeit von drei Monaten ganz in Eisenbeton hergestellt. Die Ausführung erfolgte für die Königliche Eisenbahndirektion in Erfurt.

Aus den Abb. 7 bis 10 sind Konstruktion und Abmessungen der zwei-

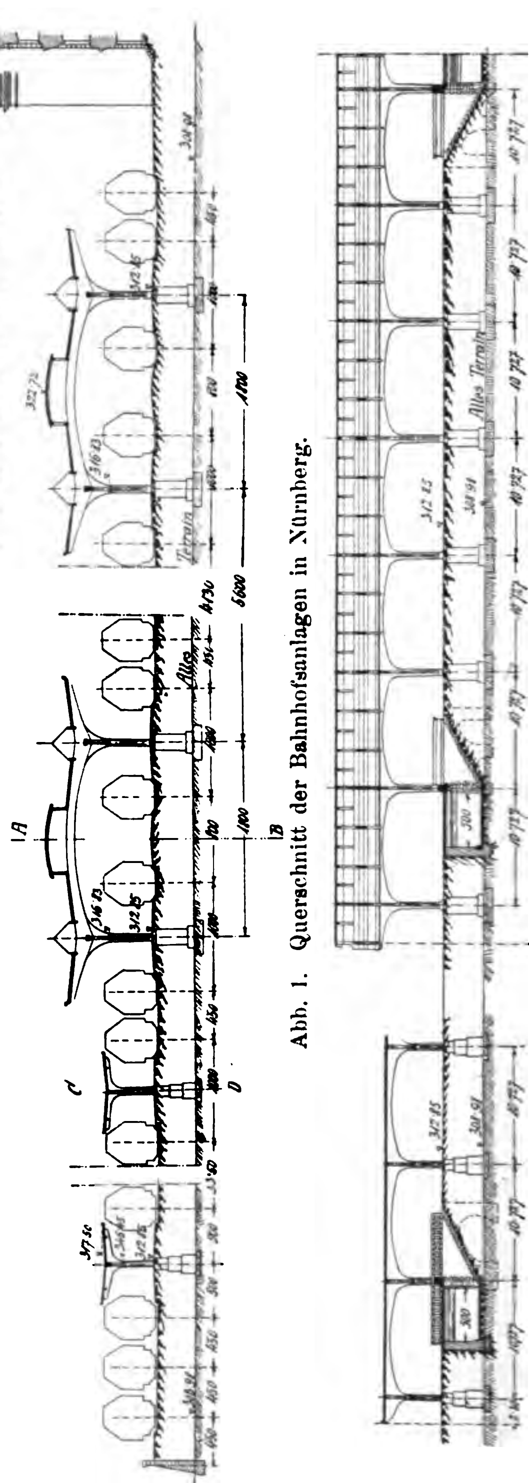


Abb. 1. Querschnitt der Bahnhofsanlagen in Nürnberg.

Abb. 2. Einstielige Halle. Schnitt C–D.

Abb. 3. Zweistielige Halle. Schnitt A–B.

[1]) Beton u. Eisen 1906.

stieligen Halle vor dem Empfangsgebäude ersichtlich. Bemerkenswert sind auch die einstieligen Hallen über den Zwischenbahnsteigen, von denen eine in Abb. 11 wiedergegeben ist. Ihre Breite beträgt 11,5 m, die Entfernung der Binder 9 m. Die Dachplatte ist hier nur 5 cm stark, am Rande 10 cm hochgezogen und mit doppellagiger Dachpappe abgedeckt. Der Abstand



Abb. 2. Einstielige Bahnsteighalle auf dem Hauptbahnhof Nürnberg.

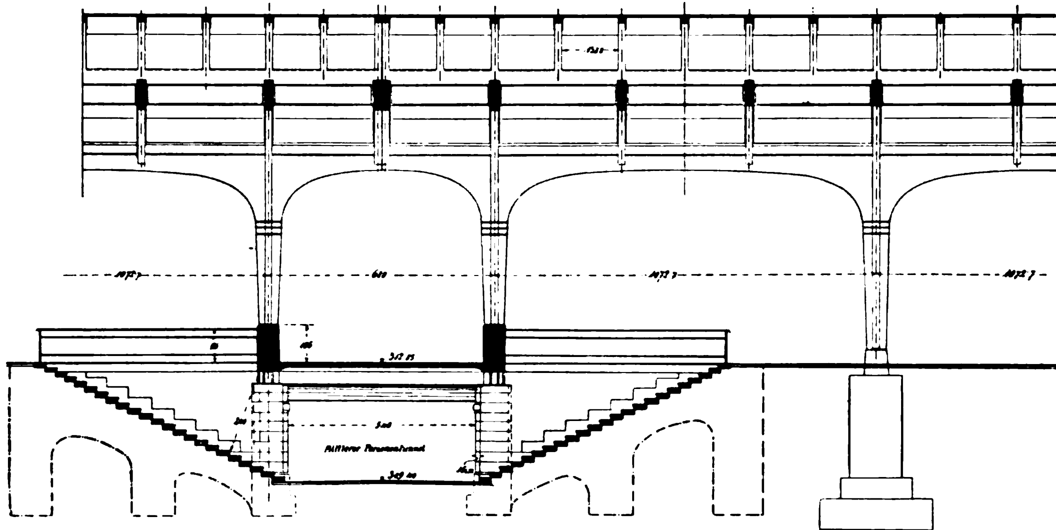


Abb. 4. Längenschnitt.

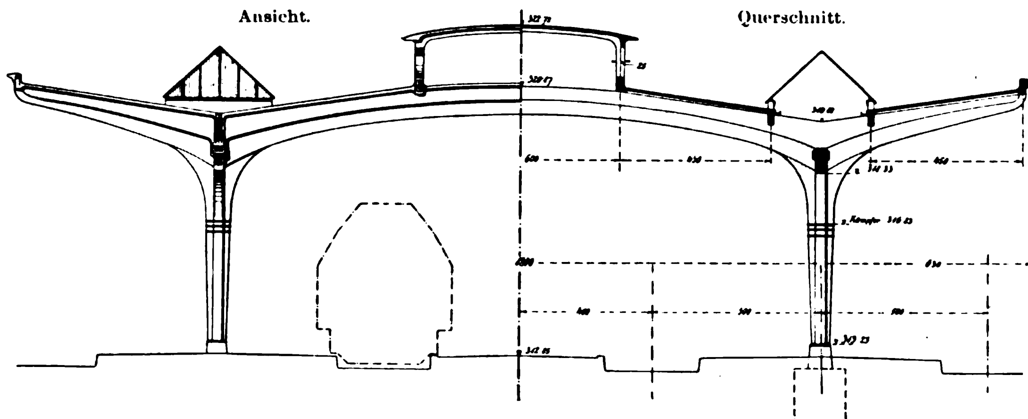


Abb. 4 u. 5. Zweistielige Bahnsteighalle für den Bahnhofsumbau in Nürnberg.
Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann A.-G.

der Pfetten von 16/34 cm beträgt 2,10 m. Der Querschnitt der Stiele ist oben 45/45 cm, ganz unten am Sockel 56/56 cm, also nur um 10 cm größer als bei

Abb. 6. Ausstellungshalle der Dyckerhoff u. Widmann A.-G. in Nürnberg.

einer eisernen Halle, deren Stiele 46 cm größten Durchmesser besitzen.

Die Berechnung der Hallen erfolgte für volle und einseitige Schneelast von 75 kg/m² und für einen Winddruck von 150 kg/m², der nach der Formel $p = w \cdot \sin \alpha$ in Rechnung gezogen wurde. Daneben wurde immer noch eine Einzellast von 100 kg an der ungünstigsten Stelle wirkend angenommen. Die Ermittlung der äußeren Kräfte wurde mit der größtmöglichen Schärfe und für die denkbar ungünstigsten Annahmen durchgeführt. Daher konnte auch mit der zulässigen Beanspruchung des Materials höher gegangen werden, als es sonst wohl üblich ist. Es soll noch hervorgehoben werden, daß die Berechnung der Stiele, falls man sie als Säulen im Sinne der ministeriellen Vorschriften auffaßt, zu Abmessungen führt, welche eine Ausführung solcher einstieligen Hallen in Eisenbeton von vornherein unmöglich machen.

Abb. 7 u. 8. Zweistielige Bahnsteighalle auf Bahnhof Sonneberg i. Th.

Das ganze Bahnhofsgelände in Sonneberg ist neu angeschüttet, die Fundamente mußten daher 3 m tief bis auf den gewachsenen Boden geführt werden. Zu dem Beton wurde Mainsand und Grauwackensplitt, Zement von Dyckerhoff u. Söhne ver-



Abb. 9. Zweistielige Bahnsteighalle neben dem Empfangsgebäude auf Bahnhof Sonneberg i. Th.

wendet. Der Beton hat nach dem Prüfungszeugnis der Materialprüfungsanstalt Charlottenburg in Probewürfeln, die der Mischung auf dem Bau entnommen waren, eine Festigkeit von 322 kg/cm² nach 47 Tagen erlangt.



Abb. 9 u. 10. Bahnsteighallen vor und neben dem Empfangsgebäude auf Bahnhof Sonneberg i. Th. Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann, A.-G.

Bewegungsfugen wurden zum mindesten an jedem dritten Binder, also im größten Abstande von 27 m vorgesehen. Wer von der Wirksamkeit und Notwendigkeit solcher Fugen noch nicht überzeugt ist, wird, wenn er die Temperaturen dort arbeiten sieht, sich schnell bekehren.

In Langendreer, Westphalen, wurden im Jahre 1906 durch die Firma Carl Brandt, Düsseldorf zweistielige Bahnsteighallen mit den bei der Königlich Preußischen-Eisenbahn-Verwaltung üblichen Abmessungen erbaut. Die Ausladung der Hallen über den Stützenreihen beträgt 4 m, der Stützenabstand 7 m. Bemerkenswert ist das leichte, gefällige Aussehen dieser Hallen.



Abb. 11. Einstielige Bahnsteighallen auf den Zwischenbahnsteigen in Sonneberg i. Th. Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann, A.-G.

Näheres über die Konstruktive Durchbildung der zuletzt genannten Bauwerke findet sich in dem Kapitel „Konsolbauten" des IV. Bandes dieses Handbuches.

Im Anschluß an die eben betrachteten Bahnsteighallen geben wir in Abb. 12 ein in Eisenbeton ausgeführtes Abri wieder, wie sie auf den französischen Eisenbahnen üblich sind. Dasselbe ist auf dem Bahnhof Auzits der Orléansbahn von Hennebique ausgeführt worden.



Abb. 12. Abri der Orléansbahn nach Hennebique.

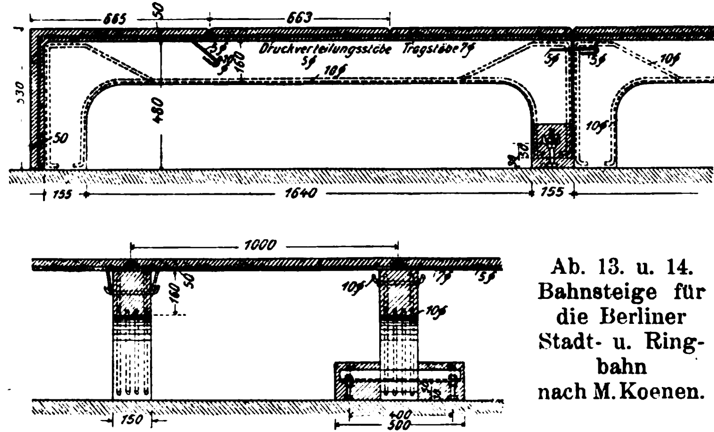
Bahnsteige.

Auf der Berliner Stadt- und Ringbahn wurden im Jahre 1903 aus verkehrstechnischen Gründen sämtliche Bahnsteige um 53 cm erhöht. Dazu wurde folgende, von M. Koenen vorgeschlagene Bauweise gewählt und von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau ausgeführt.

Die erhöhten Bahnsteige werden durch Bänke und darauf ruhende Platten aus Eisenbeton gebildet, deren Anordnung und Konstruktion aus Abb. 13 u. 14 hervorgehen.

Die normale Länge einer Bank beträgt 2 m, ihr Querschnitt 15/16 cm. Die Platten waren 1 m lang, 66 cm breit und in der Regel 5 cm stark. Nur auf dem Schlesischen Bahnhof wurden wegen starken Verkehrs von Gepäckkarren Platten von 6 cm verwendet.

Die für einen Bahnsteig erforderlichen Stücke wurden in der Fabrik hergestellt, nachts mit Zügen angefahren und nach einem streng geregelten Arbeitsplan in der nächtlichen Verkehrspause von drei bis dreieinhalb Stunden fix und fertig verlegt. Die Bänke und Platten wurden durch eiserne Stifte und Haken miteinander verbunden. Zur Ausgleichung der Unebenheiten auf den alten Bahnsteigen erhielt jede Bank einen festen und einen beweglichen Fuß, der aus einem **[**-Eisen mit Stellschrauben und Gegenmuttern bestand und nach dem Ausrichten mit Beton umgossen wurde. Das Mischungsverhältnis des zu den Bänken verwendeten Betons war 1 : 3, die Platten wurden im Mischungsverhältnis 1 : 4 gestampft, und um einer raschen Abnutzung vorzubeugen, noch mit einer 1 cm starken Feinschicht 1 : $1^1/_2$ versehen.



Ab. 13. u. 14. Bahnsteige für die Berliner Stadt- u. Ringbahn nach M. Koenen.

Die Berechnung der Platten erfolgte mit Rücksicht auf Stöße für 500 kg/m² Nutzlast nach der von Koenen gegebenen Berechnungsweise. Die Bänke wurden als steife Rahmen gerechnet, deren Schub durch die Reibung am Boden oder durch die Nachbarbank aufgenommen wurde.

Die Probebelastungen führten zu einem sehr guten Ergebnis, auch gegenüber stoßweiser Belastung. Selbst bei der 23 fachen Nutzlast trat noch kein Bruch ein. Neben dieser außerordentlichen Festigkeit und der großen Dauerhaftigkeit hat die Bauweise noch den Vorzug eines verhältnismäßig geringen Gewichtes. Das Gewicht der ganzen Konstruktion betrug nämlich nur 184 kg/m² Bahnsteigfläche, während das Einheitsgewicht der erst geplanten Ausführung in Holz 346 kg/m², also nahezu das Doppelte betragen hätte. Dieser Umstand war deshalb von großer Bedeutung, weil die Verstärkung der Tragwerke, auf denen die Bahnhöfe ruhen, infolge der kleineren Mehrbelastung wesentlich vermindert wurde.



Abb. 15. Bahnsteige der Brighton-Beach-Linie, Brooklyn N.-Y.

Bahnsteige mit Einfriedigungen aus Eisenbeton nach Abb. 15 wurden im Jahre 1907 auf sechs neu errichteten Haltestellen der Brighton-Beach-Linie, Brooklyn, N. Y. hergestellt.

Ein solcher 73 m langer und teilweise durch ein eisernes Dach bedeckter Bahnsteig besteht aus einer Eisenbetonplatte auf Quer- und Längsträgern, die durch Eisenbetonfüße unterstützt werden. Sie erhielten, weil die Haltestellen auf Dämmen liegen, eine 1,37 m hohe Einfriedigung, die aus einer 5 cm starken, mit Streckmetall bewehrten Betonplatte besteht und in Abständen von 3,35 m durch Pfosten von 20/22 cm gestützt ist.

Lokomotivschuppen.

Lokomotivschuppen erhalten rechteckige, runde, halbkreis- und ringförmige Grundrißformen. Die rechteckige Grundrißform ist im allgemeinen am billigsten. Ringförmige Anordnungen sind in bezug auf Raumausnutzung weniger vorteilhaft, weil bei einem gegebenen Mindestabstand der Gleise am Innenkreis infolge der strahlenförmigen Anordnung am äußeren Kreis ein verlorener Raum entsteht. Ringförmige Schuppen werden jedoch gern angewendet, weil sie sich bei wachsendem Verkehr leicht erweitern lassen, indem der Bogen durch einfaches Hinzufügen weiterer Stände vergrößert wird.

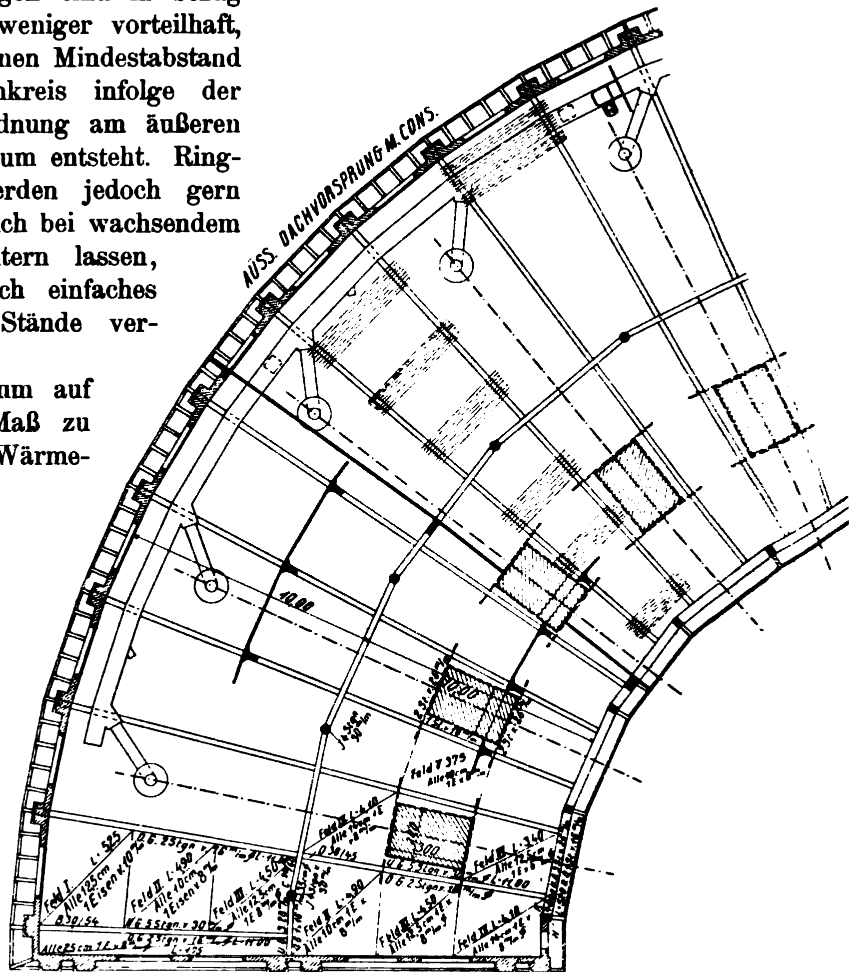


Abb. 16. Lokomotivschuppen in St. Gallen. Grundriß der Dachkonstruktion

Um den Innenraum auf das kleinstmögliche Maß zu beschränken und die Wärmehaltung im Winter zu erleichtern, ist es vorteilhaft, die Höhe des Daches möglichst klein und seine Neigung so flach wie möglich anzunehmen. Für die Wärmehaltung ist ein Doppeldach oder eine Innenschalung vorteilhaft. Holzschalung erfordert auch mit Rücksicht auf die Feuersicherheit eine größere Dachhöhe.

Der Rauch der Lokomotive ist mit gußeisernen oder anderen Rauchfängen abzufangen, die den Schornstein der Lokomotive möglichst umschließen sollen. Meistens erhält jeder Rauchfang einen Schornstein. Doch ist die

Anlage eines Sammelkanals für die Rauchfänge und Einleitung in einen gemeinsamen hohen Schornstein vorteilhafter, weil einmal die Wärmehaltung erleichtert und unter Umständen eine Heizung ganz entbehrlich wird, und weil außerdem die Rauchbelästigung für die in der Nähe befindlichen Dienstwohnungen wesentlich vermindert wird. Bei guter Rauchabführung, besonders bei Anlage von Sammelkanälen sind Dunstabzüge ganz entbehrlich.

Die unter den Maschinenständen vorzusehenden Arbeitsgruben dienen neben der Prüfung und Instandhaltung der Maschinen zum Ablassen des Wassers, zum Reinigen der Roste, so daß sich die Verwendung von Beton von selbst gebietet. Die Gruben sind beiderseits durch Trittstufen zugänglich zu machen und vor allen Dingen gut zu entwässern. Sie erhalten daher Längsgefälle oder Quergefälle mit Längsrinne, die in einen Sammelkanal quer vor den Gruben geleitet werden.

Die Beleuchtung erfolgt besser durch Seiten- als durch Oberlicht. Bei ringförmigen Schuppen sind neben den großen, bis nahe an den Fußboden reichenden Fenstern an der Außenseite auch noch über den Toren an der Innenseite Fenster vorzusehen.

Die Verwendung des Eisenbetons gewährt beim Bau von Lokomotivschuppen mancherlei Vorteile, die selbst bei höheren Einheitspreisen noch zu einer Ersparnis an Baukosten führen können. Das sind:

I. Tiefe Lage des Daches, die bei Verwendung von Holz und Eisen mit Rücksicht auf II und III nicht angängig ist. Geringe Neigung, bis 2,5 vH., die bei Eisenbetondächern möglich ist. Schlanke Torpfeiler. So beträgt bei ringförmigen Schuppen beispielsweise bei 3,35 m Torweite und gemauerten Torpfeilern der Gleisabstand an der Innenseite 4,15 m, bei Verwendung von Eisenbetonstützen nur 3,65 m.

II. Feuersicherheit. Unbedingte Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber Holz und Eisen.

III. Beständigkeit gegenüber den schädlichen Einwirkungen der Lokomotivgase, die bekanntlich das Eisen bald angreifen und zerstören.

IV. Guter Wärmeschutz des Daches bei Verwendung einer Eisenbetonhohldecke oder von Holzzement auf einer einfachen Eisenbetonplatte.

V. Unbegrenzte Haltbarkeit infolge der Wetterbeständigkeit des Eisenbetons.

Die erste Ausführung eines Lokomotivschuppens in Eisenbeton ist, soweit mir bekannt, die Remise in St. Gallen, deren Entwurf von Architekt Ditscher in St. Gallen stammt, während die Eisenbetonkonstruktionen von Ingenieur E. Luipold, damals noch in Basel, im Jahre 1902 berechnet und ausgeführt wurden.

Der in den Abb. 16 bis 23 dargestellte Schuppen wurde für 15 Stände gebaut, von denen sechs mit 20 m Lichtweite zur Aufnahme von Schnellzuglokomotiven und die übrigen von 18 m Länge für kleinere Maschinen bestimmt waren. Die Außenfront und die Seitenabschlüsse sind in Mauerwerk, alle übrigen Teile dagegen in Eisenbeton ausgeführt.

Die Toreinfahrten an der Innenfront besitzen 4 m lichte Weite. Die Torsäulen haben einen Querschnitt von 30/40 cm, so daß der Abstand der Gleismitten am Innenkreis nur 4,30 m beträgt. Der Verschluß der Toreinfahrten erfolgt durch eiserne Jalousien (Abb. 23).

Die lichte Höhe des Schuppens ist 7 m. Die Dachhaut besteht aus einer 8 cm starken Eisenbetonplatte mit 2,5 vH. Gefälle von der Mitte nach beiden Seiten und ist mit Holzzement abgedeckt.

Abb. 17. Lokomotivschuppen in St. Gallen. Querschnitt.

Abb. 18.

Abb. 19.

Abb. 20.

Abb. 18 bis 20. Lokomotivschuppen in St. Gallen. Einzelheiten der Dachkonstruktion nach System Luipold.

Abb. 21.

Abb. 22.

Abb. 21 u. 22. Rauchsammelkanal des Lokomotivschuppens in St. Gallen.

Die Plattenbalken des Daches sind in der Mitte durch einen Unterzug von 30/60 cm gestützt, der auf kreisrunden Säulen von 35 cm Durchmesser zwischen den Ständen gelagert ist.

Besondere Beachtung verdient die Rauchabführung. Sie erfolgt durch einen Sammelkanal aus Eisenbeton von 48/56 cm lichter Weite und 4,5 cm starken Wandungen, der zu einem 35 m hohen Kamin geführt ist. Der Kanal erhält in jedem zweiten Stand ein Abfallrohr für Ruß und Kondenswasser, in jedem dritten Stand eine kropfartige Erweiterung mit Putzdeckel zur bequemen Reinigung. Zum Anschluß der Rauchfänge erhielt der Kanal in jedem Stand eine Abzweigung in Form eines Rohrstutzens von 45 cm lichter Weite. Kanal und Rauchfänge sind in einfachster Weise an der Eisenbetondecke aufgehängt (Abb. 21 u. 22).

Neben den reichlich großen Fenstern an der Außenseite des Schuppens wurden über jedem Stand noch Oberlichter von 2 × 3 m vorgesehen.

Die Arbeitsgruben haben eine Breite von 1,15 m bei 1 m Tiefe. Zwecks guter Entwässerung erhielten sie ein Quergefälle mit Längsrinnen im Gefälle 1 : 75, die in einen gemeinsamen Querkanal münden.

Nach den bis heute gemachten Erfahrungen haben sich sämtliche Eisenbetonkonstruktionen des Schuppens in allen Teilen aufs beste bewährt.

Eine zweite, sehr bemerkenswerte Ausführung in Eisenbeton ist der ringförmige Lokomotivschuppen, der auf dem Bahnhof Czegléd der ungarischen Staatsbahn im Jahre 1907 errichtet wurde, und dessen Berechnung und Ausführung von Dr. Const. Zielinski, Professor für Eisenbahnbau an der Hochschule in Budapest, herrühren.

Der Schuppen, von dem wir auf folgender Seite Übersichts- und Detailzeichnungen geben, wurde vorläufig für 11 Stände gebaut und soll später für 22 Stände erweitert werden. Seine Hauptabmessungen sind 21,5 m lichte Weite und 8,7 m lichte Höhe. Die Breite der Toreinfahrten ist 4 m, der Gleisabstand an der Einfahrt 4,8 m.

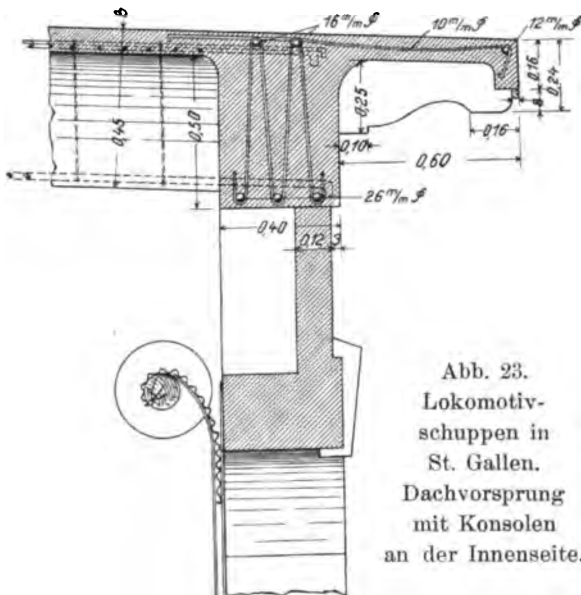
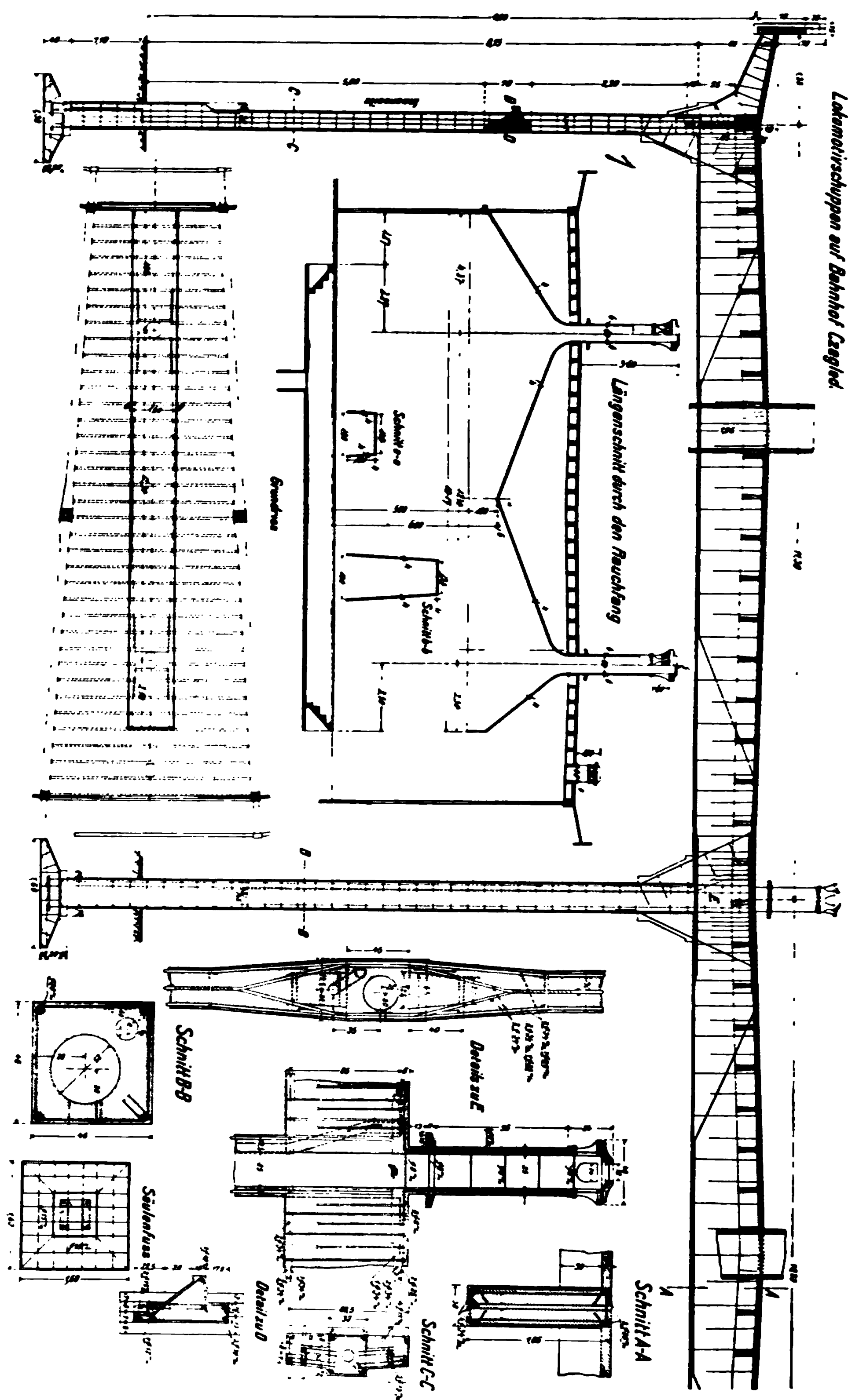


Abb. 23. Lokomotivschuppen in St. Gallen. Dachvorsprung mit Konsolen an der Innenseite.

Das Dach ist als Rippenhohldecke konstruiert, mit 6 cm starker Platte und 3 vH. Gefälle von der Mitte nach beiden Seiten. Die 36 cm hohen Rippen liegen in 60 cm Abstand und auf einem Binder auf, der als durchlaufender Träger auf drei Stützen ausgebildet ist. Die Abmessungen des Binders sind 30/106 cm im größten und 30/85 cm im kleinsten Querschnitt über den Endstützen.

Die Mittelstütze erhielt mit 45/45 cm so reichliche Abmessungen, daß sie zwei zylindrische Hohlräume von 8 und 25 cm erhalten konnte, von denen der erstere zur Aufnahme eines Abfallrohres, der zweite als Kamin für die Heizung dient. In gleicher Weise haben auch mehrere der Endstützen 8 cm weite Aussparungen zur Aufnahme der Abfallrohre erhalten. Die Gründung der Säulen erfolgte durchweg auf Eisenbetonfüßen in 1,50 m Tiefe unter Terrain.

Neuartig ist die Vorrichtung zur Rauchabführung, die auf folgender Seite im Schnitt und Grundriß schematisch dargestellt ist. Dieselbe besteht aus einem viereckigen,



Lokomotivschuppen auf Bahnhof Czegléd.
Längenschnitt durch den Rauchfang
Grundriss
Schnitt a-a
Schnitt b-b
Schnitt B-B
Detail zu E
Säulenfuss
Schnitt A-A
Schnitt C-C
Detail zu D

unten offenen Kasten von 1,6 m Weite. Die Seitenwände dieses Kastens sind schwach geneigt, die obere Wandung steigt nach den beiden im Kasten angebrachten Schornsteinöffnungen zu an. Diese Rauchhaube ist gleichfalls aus Eisenbeton in 4 cm Wandstärke hergestellt und am Dach frei aufgehängt.

Der Vorteil dieser Anordnung liegt darin, daß der Rauch, wo auch die Lokomotive steht, immer Abzug findet. Dadurch, daß der Rauchfang unmittelbar an das Einfahrtstor angeschlossen ist, zieht der Rauch auch bei der Einfahrt der Lokomotive in den Schornstein ab, ohne daß der Schuppen verqualmt wird. Ein Nachteil könnte nur in der erschwerten Wärmehaltung infolge der zahlreichen Abzugsöffnungen und in einer schwächeren Zugwirkung gefunden werden. In Rumänien, wo Dr. Zielinski ähnliche Schuppen ausgeführt hat, ist man daher zu einem anderen Typus übergegangen, und hat über den Maschinenständen wieder die üblichen Schornsteine, daneben aber noch einen Dunstabzug in einer quer über die Stände laufenden Laterne angeordnet.

Die Tagesbeleuchtung des Schuppens erfolgt durch ein großes Fenster an der



Abb. 24. Lokomotivschuppen auf Bahnhof Czegléd nach Prof. Dr. Zielinski.

Außenseite und zwei kleine Fenster über den Toren an der Innenseite in jedem Stand.

Wie aus den Abbildungen zu ersehen, ist der obere Abschluß der Einfahrten gleichzeitig als horizontaler Versteifungsträger ausgebildet worden. Aus praktischen und aus Schönheitsgründen erhielt das Dach 1,35 m Ausladung mit Konsolen derart, daß es als kräftiges Gesims wirkt und in Verbindung mit der verschiedenartigen Behandlung des Putzes die Eigenart des Baustoffes in ästhetisch durchaus befriedigender Weise zum Ausdruck bringt, wie dies aus dem Lichtbild der ganzen Anlage (Abb. 24) auch gut ersichtlich ist.

Als Beispiel für eine Ausführung in rechteckiger Grundrißform sei auch noch der von E. Mörsch in seinem „Eisenbetonbau“, 3. Aufl., S. 245, erwähnte Lokomotivschuppen angeführt, der von der Firma Wayss u. Freytag am Hafen in Krefeld neuerdings ganz in Eisenbeton hergestellt wurde, und der für zwei Maschinenstände bemessen ist.

Der Schuppen hat eine Lichtweite von 11,9 m und 6,65 m Höhe. Die Konstruktion besteht aus 35 cm breiten Bogenbindern, die als eingespannte Bogenträger

berechnet wurden und zur Aufnahme des Horizontalschubes auf exzentrische Fundamente gestellt wurden.

Die Dachhaut ist 8 cm stark und mit Pappe oder Zinkblech abgedeckt, so daß die Wärmehaltung wohl einige Schwierigkeiten bereiten wird, zumal über jedem Maschinenstand, um vor- und rückwärts einfahren zu können, zwei Rauchfänge, und daneben noch besondere Dunstabzüge angeordnet sind.

Auf der Jahresversammlung der amerikanischen Eisenbahningenieure (Chicago, 1908) wurde von dem Bauausschuß des Vereins ein wertvoller Bericht über Lokomotivschuppen aus Eisenbeton[1]) vorgelegt. Als Ergebnis des Berichts wurden die folgenden Grundsätze aufgestellt und von der Versammlung zum Beschluß erhoben.

1. Für den Unterbau von Lokomotivschuppen wird die Verwendung von Eisenbeton dann empfohlen, wenn dadurch Einsparungen erzielt werden.

2. Die für den Betrieb nötige Feuersicherheit verlangt, daß beim Bau eines Lokomotivschuppens die Herstellung des Daches in Eisenbeton immer in erster Linie erwogen wird.

3. Wenn das Dach in Eisenbeton geplant ist, sollen die Säulen aus dem gleichen Material hergestellt werden.

4. Die Umfassungswände sollen nur dann aus Eisenbeton hergestellt werden, wenn besondere Verhältnisse vorliegen und ihre Herstellung billiger wird, wie die Ausführung in Ziegelmauerwerk, Rabitz oder Stampfbeton.

Bauweise		Kosten eines Maschinenstandes für			
Dach	Wände	Bau	Verzinsung und Abschreibung	Unterhaltung	Insgesamt
Eisenbeton, 25 bis 50 Stände	Beton	4230	440	105	545
Eisenbeton, 25 bis 50 Stände	Ziegelmauerwerk	4260	445	105	550
Eisenbeton, 25 bis 50 Stände	Rabitz mit Streckmetall	4115	428	114	542
Eisenbeton, 15 bis 25 Stände	Rabitz mit Streckmetall	4300	450	114	564
Holz	Ziegelmauerwerk	3670	382	198	580
Holz	Rabitz mit Streckmetall	3460	361	214	575
Holz	Fenstergewände aus Beton, sonst Holz	3375	348	244	592

[1]) Vergl. Cement Age, New-York, 1908.

In vorstehender Zusammenstellung sind die Herstellungs- und Unterhaltungskosten von Lokomotivschuppen in verschiedener Bauweise angegeben. Man sieht, daß die Eisenbetonbauten trotz bedeutend höherer Baukosten doch am billigsten sind, weil sie nur geringe Unterhaltungskosten verursachen.

Reinigungsgruben.

Als Beispiel einer Reinigungsgrube in Eisenbeton geben wir in Abb. 25 bis 29 die Konstruktion, die von Dr. Zielinski in dem eben beschriebenen Lokomotivschuppen auf Bahnhof Czegléd angewendet wurde.

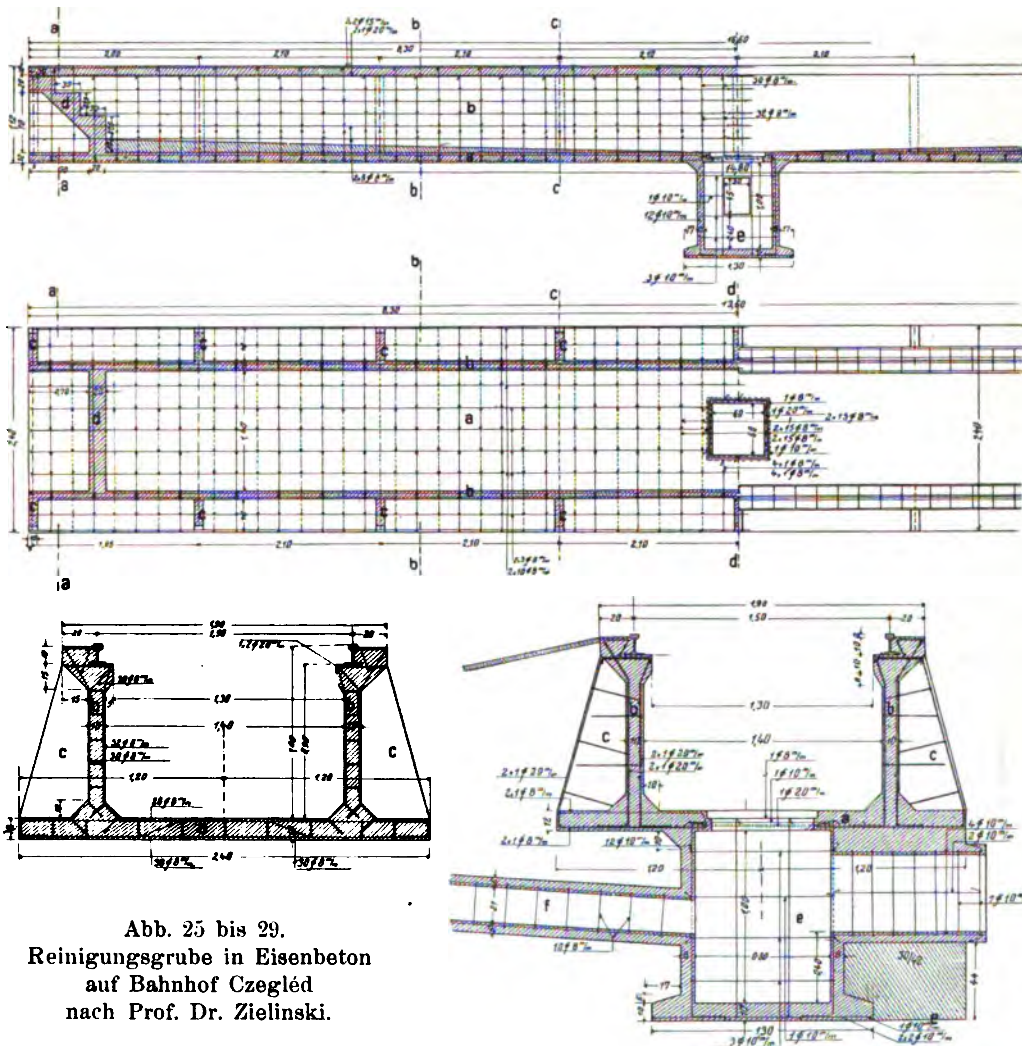


Abb. 25 bis 29.
Reinigungsgrube in Eisenbeton
auf Bahnhof Czegléd
nach Prof. Dr. Zielinski.

Das Lichtbild Abb. 30 stellt eine Löschgrube dar, die in der Nähe des Schuppens zur Untersuchung der Maschinen, zum Ausschlacken des Feuers bei gleichzeitiger Wasseraufnahme aus dem daneben aufgestellten Krane angeordnet wurde. Derartige Gruben wird man wohl immer mit Rücksicht auf den eben genannten Zweck massiv und in Beton herstellen. Die Verwendung von Eisenbeton wird im allgemeinen kaum

billiger kommen wie Stampfbeton. Anders bei schlechten Untergrundverhältnissen, die man auf neu angelegten Bahnhöfen im geschütteten Terrain antrifft. Da ist die Verwendung von Eisenbeton immer vorteilhaft, weil er das Bauwerk vor Rissen und anderen Schäden infolge ungleicher Setzungen bewahrt.



Abb. 30. Reinigungsgrube auf Bahnhof Czegléd.

Die Gruben erhielten, wie aus den Abbildungen ersichtlich, eine Tiefe von 0,9 und eine Weite von 1,4 m. Auf der 12 cm starken und mit 8 mm Rundeisen kreuzweise armierten Platte sitzen zentrisch unter den Schienen die 10 cm starken Seitenwände, die in gleicher Weise wie die Grundplatte bewehrt sind. Interessant ist auch die Befestigung der Schienen. Um den Seitenkräften entgegenzuwirken, sind die Schienen außen bis 2 cm unter Schienenoberkante einbetoniert, während die nach innen gerichteten Kräfte durch im Beton verankerte Schrauben aufgenommen werden. Für die Entwässerung wurde durch eine 15 cm starke Aufbetonierung ein Längsgefälle und zur Zurückhaltung grober Unreinigkeiten ein Schlammfang hergestellt, in den der Sammelkanal und eine Ableitung für den Kran einmünden.



Abb. 31. Wasserstation neben dem Lokomotivschuppen auf Bahnhof Czegléd.

Wasserstationen

haben das für die Lokomotiven erforderliche Wasser zu liefern und werden daher meist in der Nähe der Lokomotivschuppen erbaut. Die Wasserbehälter erhalten bis 1000 m³ Fassungsraum und werden für unsere klimatischen Verhältnisse zweck-

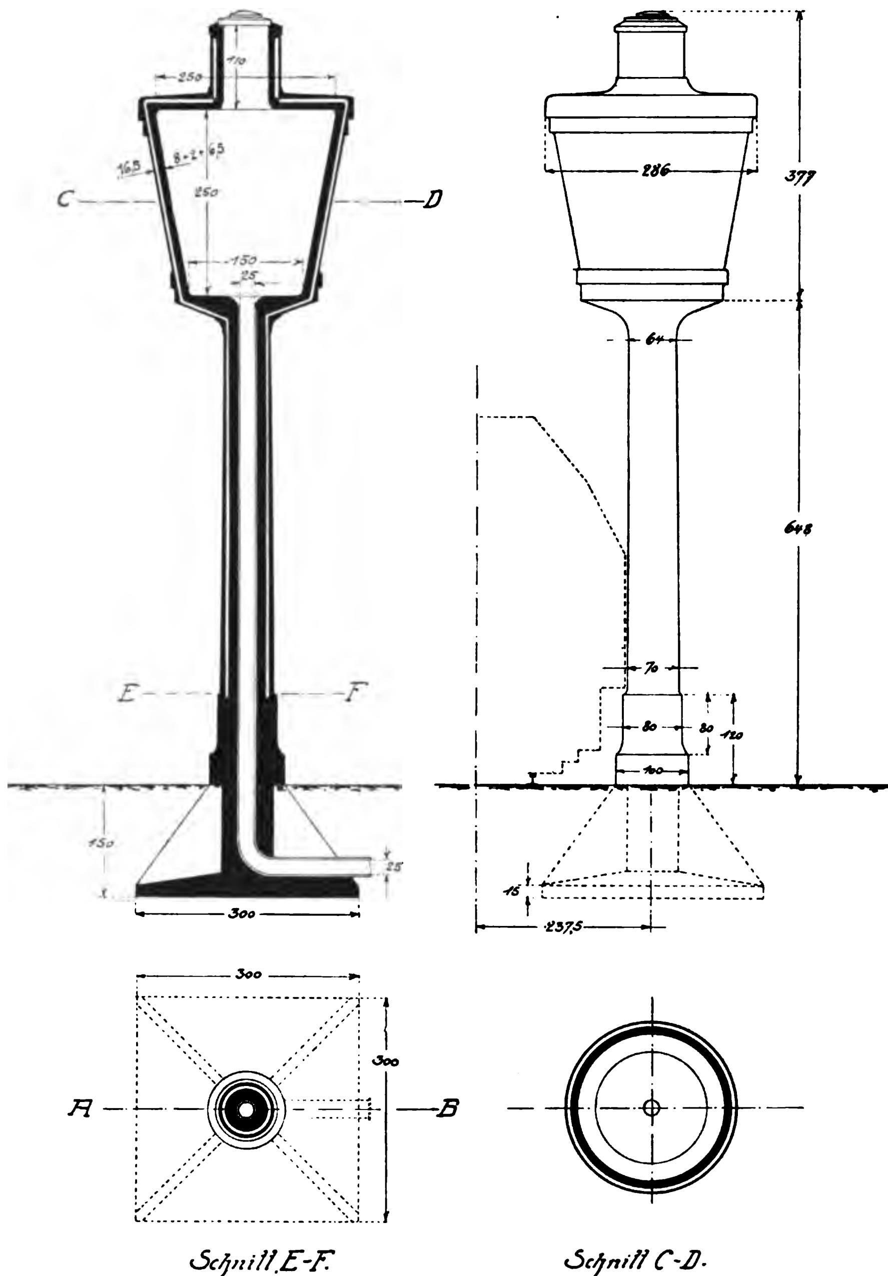


Abb. 32 bis 35. Kranbehälter der österreichisch-ungarischen Bahnen nach Dr. Zielinski.

mäßig umbaut und mit Vorwärmer versehen. Die Gebäude erhalten meistens Diensträume für das Personal, zuweilen auch Dienstwohnungen.

Als Beispiel einer solchen Wasserstation geben wir in Abb. 31 ein Lichtbild

von dem Gebäude, das in Verbindung mit dem Lokomotivschuppen auf Bahnhof Czegléd von Dr. Zielinski ganz in Eisenbeton konstruiert wurde. Der Behälter ist für 200 m³ Inhalt gebaut und für Vorwärmung eingerichtet.

Um die Wasseraufnahme der Lokomotiven auf den Hauptgleisen ohne Abkupplung vornehmen zu können, werden in der Nähe der Bahnsteige Wasserkrane aufgestellt, die von der Wasserstation gespeist werden. Bei größerer Entfernung der Station werden, wenn die Wasserfüllung nicht lange dauern soll, weite und teure Rohrleitungen erforderlich.

Auf französischen Bahnen sind deshalb schon lange Behälterkrane zur Beschleunigung der Wasseraufnahme eingeführt, die eine Tenderfüllung aufnehmen und sie in kürzester Zeit in die Maschine entleeren. Auf den österreichisch-ungarischen Bahnen wird eine ähnliche Konstruktion angewendet. Das sind Behälter, die in der Nähe der Krane aufgestellt und neuerdings in Eisenbeton ausgeführt werden.

Die Aufstellung der Behälter erfolgt unmittelbar neben oder zwischen zwei Gleisen, so daß für die Stützung nur eine oder zwei parallel zum Gleis angeordnete Säulen in Betracht kommen.

Ein Beispiel der ersten Art ist der Behälter für 8 m³ Inhalt, der in Abb. 32 bis 35 dargestellt und wiederholt auf den Bahnhöfen in Hatwan, Brod u. a. zur Aufstellung gekommen ist. Die Stütze besitzt einen ringförmigen Querschnitt von 50 cm äußerem Durchmesser. Der innere Hohlraum dient zur Aufnahme der 25 cm weiten Rohrleitung. Die Wandung der Säule ist 12,5 cm, die des Behälters 8 cm stark. Behälter und Säule sind durch einen 2 cm starken Mantel und einen Luftraum von 6,5 cm gegen Kälte geschützt. Die Gründung der Säule erfolgt mittels einer durch Rippen verstärkten Eisenbetonplatte.

Näheres über Wasserreservoire siehe III. Band 2. Teil Seite 469 dieses Handbuches, wo sich z. B. die Wasserstationen der italienischen Staatsbahn von 15 bis 500 m³ Inhalt beschrieben vorfinden.

Drehscheiben.

Für den Unterbau einer Drehscheibe ist ein unnachgiebiges Fundament und eine gleichbleibende Höhenlage von Königstuhl und äußerem Laufkranz Vorbedingung für einen dauernd guten Gang der Scheibe. Deshalb ist der Unterbau von allen größeren Drehscheiben massiv herzustellen und auf gewachsenem Boden zu gründen. Mehrkosten für eine gute Gründung machen sich durch Ersparnis an Unterhaltungs- und Betriebskosten bezahlt.

Hiernach kann die Verwendung von Eisenbeton für den Unterbau von Drehscheiben in Form von biegungsfesten Fundamentplatten besonders im geschütteten Terrain neuer Bahnhofsanlagen mitunter beträchtlichen Vorteil gewähren.

Als Beispiel einer solchen Ausführung geben wir in den Abb. 36 bis 40 den von Prof Dr. Zielinski auf Bahnhof Czegléd ausgeführten Unterbau einer Drehscheibe von 18 m Durchmesser, die vor dem bereits beschriebenen Lokomotivschuppen dieser Station angeordnet wurde.

Der Königstuhl der Scheibe hat eine Belastung von 180 t aufzunehmen, so daß der Beton unter der Lagerplatte des Mittelzapfens eine Pressung von 7 Atm. erfährt. Wie aus den Abb. 38 u. 39 ersichtlich, ist der Stuhl, der einen sechseckigen Querschnitt von 3 m größtem Durchmesser besitzt, nach jeder Richtung so stark armiert, daß er die bei einseitiger Belastung auftretenden Zugspannungen und die Zugwirkung der Ankerschrauben mit Sicherheit aufzunehmen vermag.

Die äußere Einfassung besteht aus einer 15 cm starken Eisenbetonwand, die durch eine 1,4 m breite und 15 cm starke Eisenbetonplatte unterstützt wird. Oben

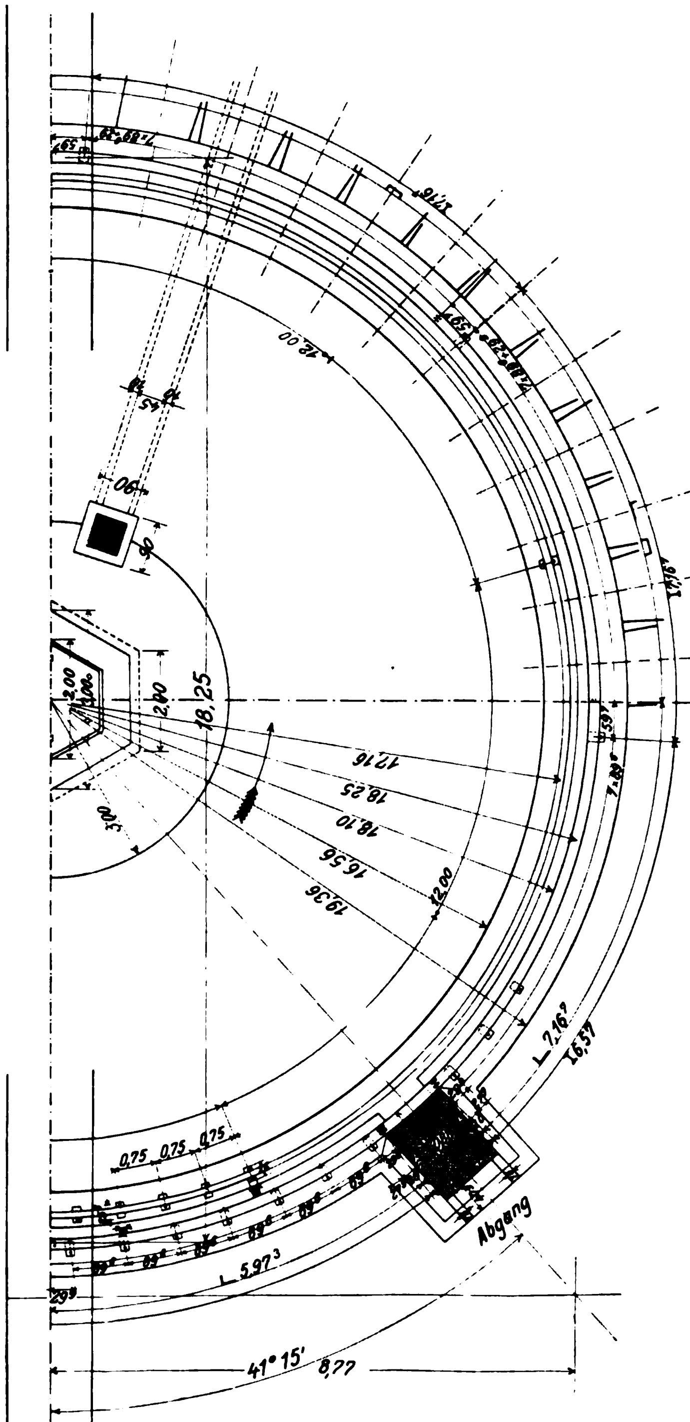


Abb. 36. Drehscheibe auf Bahnhof Czegléd. — Draufsicht.

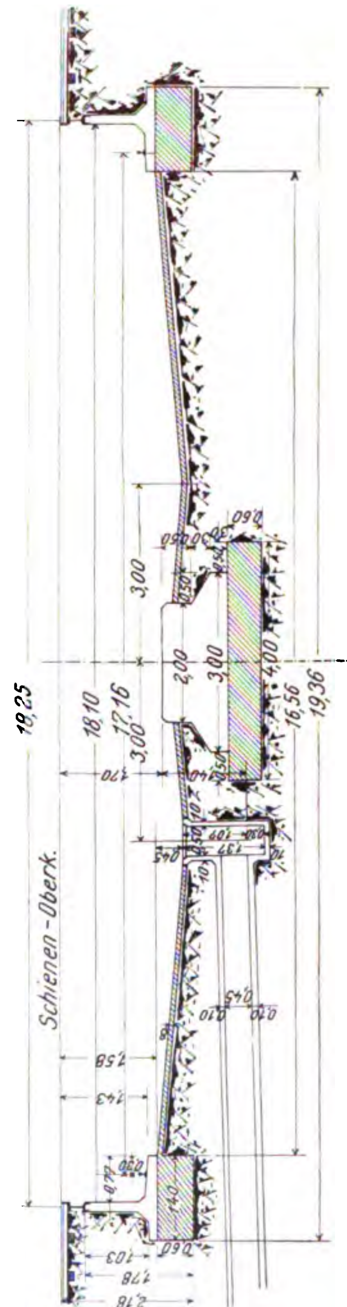


Abb. 37. Eisenbeton-Unterbau einer Drehscheibe auf Bahnhof Czegléd.

ist die Ringwand mit einem **[**-Eisen abgedeckt, auf dem ein **I**-Träger N.-P. 24 und darauf wieder ein Winkeleisen 130 × 90 festgeschraubt ist, in dem die Schlitze für

Abb. 39.

Abb. 38.

Abb. 38 bis 40.
Zu dem Unterbau der Drehscheibe auf Bahnhof Czegléd.

Abb. 40.

Abb. 41. Drehscheibe auf Bahnhof Czegléd. Unterbau aus Eisenbeton nach Dr. Zielinski.

die Feststellvorrichtung ausgespart sind. Auf der Fundamentplatte sind die Schienen für die Laufrollen auf eisernen Unterlagsplatten mittels Schrauben und Klemmplättchen befestigt, die den Schienenfuß abwechselnd außen und innen in Abständen von 75 cm festhalten.

Die offene Grube erhält eine 8 cm starke Sohle aus Stampfbeton mit Glattstrich, die für die Entwässerung mit einem starken Gefälle gegen den Abfallschacht versehen wurde. Wie aus dem Lichtbild Abb. 41 ersichtlich, ist die Drehscheibe als Teilscheibe mit Abschlußgitter auf Laufrollen ausgeführt.

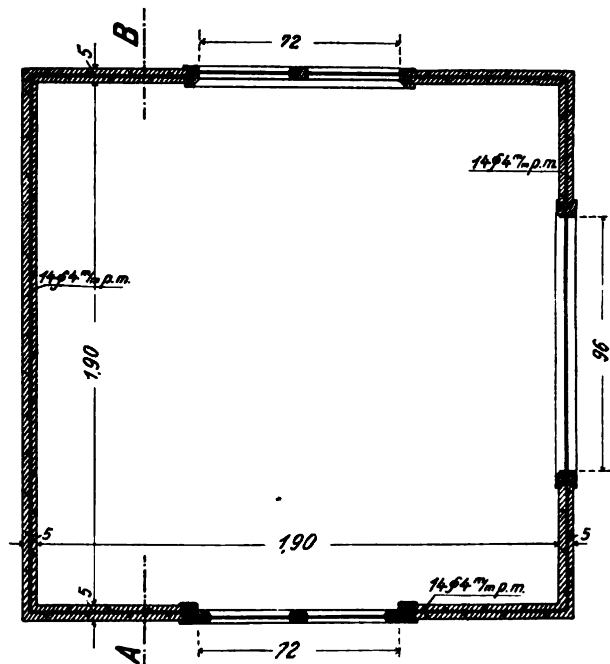


Abb. 42.

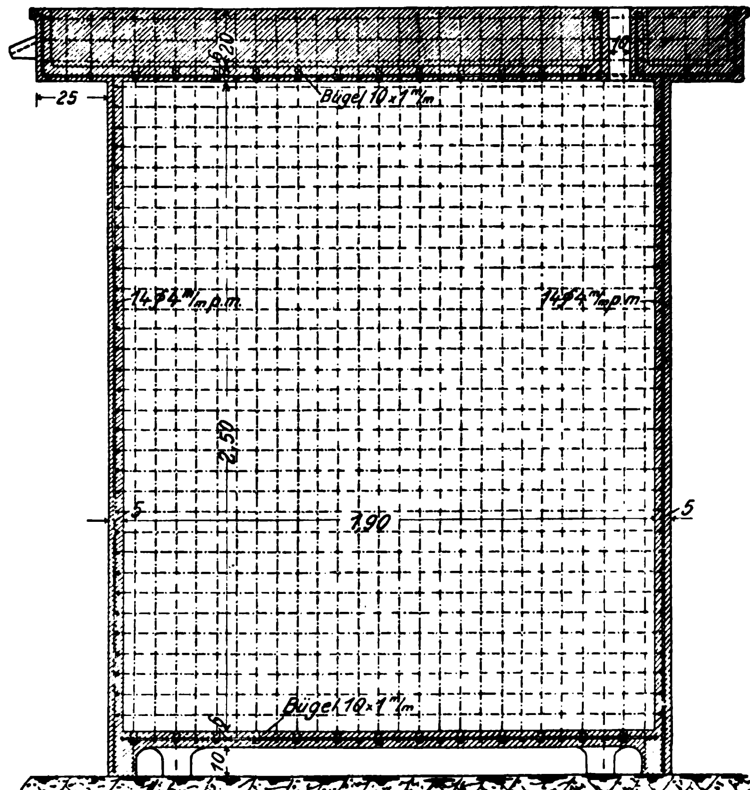


Abb. 42 u. 43. Wärterhäuschen der franz. Ostbahn nach Hennebique.

Wärterhäuschen.

Von Wärterhäuschen in Eisenbeton liegen schon zahlreichere Ausführungen vor.

Das transportable Häuschen in Abb. 42 u. 43 wird von Hennebique für die französische Ostbahn hergestellt. Die Wände bestehen aus dünnen Platten, die mit kreuzweis verlegten Rundeisen von 4 mm Durchmesser bewehrt sind. Die Decke wird mit einer 20 cm starken Lage von Kies oder Schlacke abgedeckt. Das Gewicht des Häuschens beträgt etwa 300 kg, so daß bei einer allenfalls nötigen Verlegung der Transport keine allzu großen Schwierigkeiten bereitet.

Die Konstruktion verbindet die Vorteile des Massivbaues, größeren Schutz



Abb. 44.



Abb. 45.



Abb. 46.

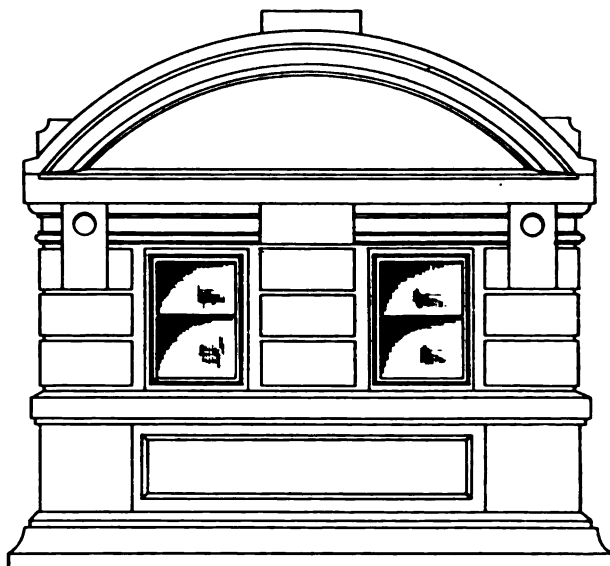




Abb. 47 u. 48.
Gegenbeispiel.

gegen Hitze und Kälte und geringere Unterhaltungskosten, mit dem Vorteil der Holz- und Wellblechbuden, gegebenenfalls leicht den Standort wechseln zu können.

Abb. 45 stellt ein ähnliches Häuschen dar, das von der holländischen Eisenbetongesellschaft s'Gravenhage für die holländische Staatsbahn gleichfalls transportabel hergestellt wird.

Zwei sehr hübsche Ausführungen im Bereich der ungarischen Staatsbahn sind die beiden Häuschen, die in Abb. 44 u. 46 wiedergegeben sind, und wovon das eine, auf Bahnhof Zágráb, gleichzeitig einem Verteilungsturm als Unterbau dient.

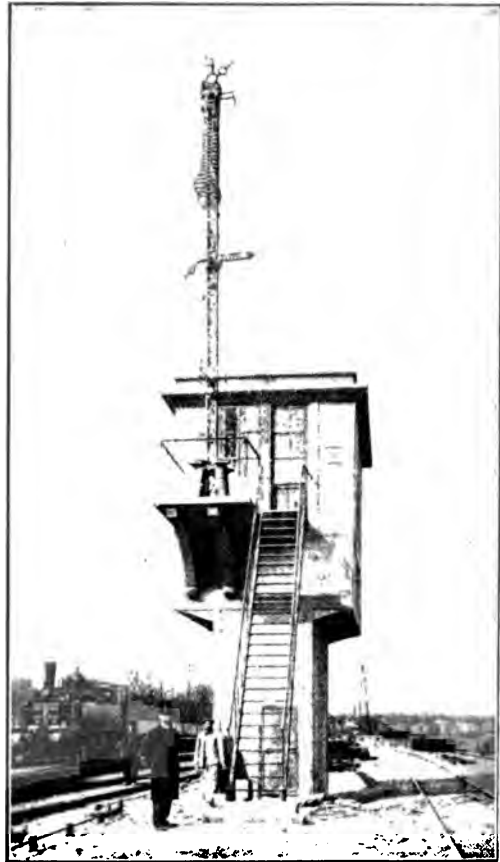


Abb. 49.

Als weniger erfreuliches Beispiel einer solchen Ausführung, gewissermaßen als Gegenbeispiel geben wir in Abb. 47 u. 48 noch die Ansicht eines Wärterhäuschens, das auf einer Brücke in Washington in Eisenbeton hergestellt wurde. Um das kleine Häuschen mit der Architektur gewaltiger Pfeiler — die Brücke ist 300 m lang — in Übereinstimmung zu bringen, wurden schwere Werksteinquadern durch eine dünne Eisenbetonhaut anscheinend mit viel Liebe und Sorgfalt vorgetäuscht.

Die Häuschen dienen den Maschinisten, denen das Auf- und Zuklappen des Brückendurchlasses obliegt, als Manipulations- und Aufenthaltsraum.

Abb. 49 stellt ein Signalhäuschen dar, das von Hennebique auf dem Bahnhof Joinville der französischen Ostbahn errichtet wurde.

Sehr bemerkenswert ist das in der Abb. 50 dargestellte Stationsgebäude der Long Island Hochbahn, das im Jahre 1903 von der Turner Construction Comp. ausgeführt worden ist. An dem Gebäude sind Wände und Decken, der Bahnsteig wie der Treppenaufgang ganz in Eisenbeton mit Ransome-einlagen hergestellt.

Der Bestand des Baues auf einer Hochbahn mit den starken Erschütterungen, welche durch Güter- und Personenzüge hervorgerufen werden, ist ein beredtes Zeugnis dafür, daß der Eisenbeton sehr wohl imstande ist, den dynamischen Wirkungen Widerstand zu leisten, ohne daß sein Gefüge eine nachteilige Veränderung erfährt.



Abb. 50. Stationsgebäude auf der Long Island-Hochbahn.

Kohlenhochbahnen.

Gleise, die zur Speisung von Kohlenlagern dienen, werden zur bequemen Löschung der Kohlenwagen mehrere Meter hoch über dem Lagerplatz geführt und

Abb. 51 u. 52. Kohlenhochbahn Newton.

Abb. 53.

Abb. 53. u. 54. Kohlenhochbahn in Altona. — Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann A.-G.

als Tragkonstruktion für die Gleise meistens Dämme mit Stützmauern oder Eisenkonstruktionen auf Mauerwerkspfeilern benutzt. Solche Anlagen können mit Vorteil in Eisenbeton hergestellt werden, weil die Eisenbetonkonstruktionen infolge ihrer

Dauerhaftigkeit, Feuersicherheit und des Fortfalles aller Unterhaltungskosten eine beträchtliche Kostenersparnis, daneben auch noch eine Ersparnis an Raum — infolge schlanker Stützen — gewähren.

Abb. 51 u. 52 stellt eine derartige Anlage dar, die für ein großes Kohlenlager in Newton errichtet wurde. Sie dient zur Aufnahme eines Kohlengleises, das in 3,65 m Abstand vom Hauptgleise liegt und sich mit 4 vH. Steigung bis 3 m über Terrain erhebt.

Die 142 m lange Anlage besteht aus 39 Eisenbetonpfeilern von 45 × 250 cm Querschnitt, die großenteils auf Fußplatten, zum Teil auch wegen des schlechten Baugrundes auf Holzpfählen gegründet wurden.

Auf jedem Pfeiler liegt eine Mauerschwelle von 25/30 cm und darauf liegen vier Lang-

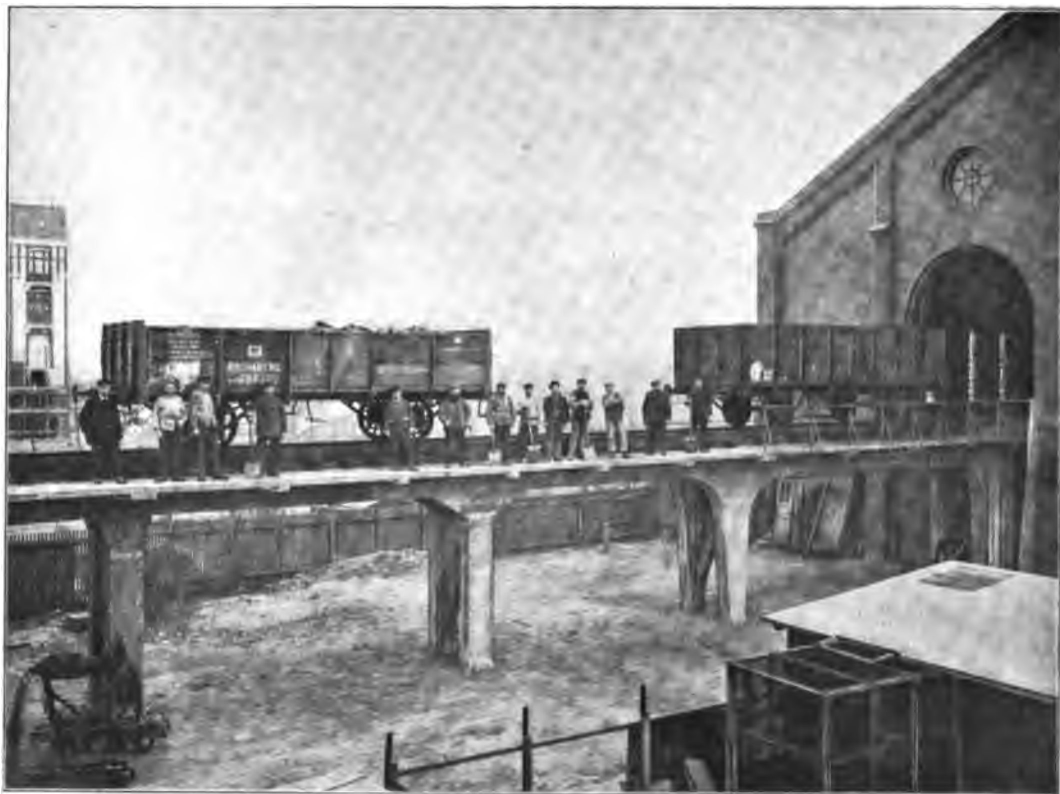


Abb. 55. Kohlenhochbahn in Altona.

schwellen von 20/40 cm, auf denen der normale Querschwellenoberbau ruht. Die Pfeiler sind durch eine 23 cm starke Wand verbunden, die wie die Pfeiler mit 22 mm Ransomeeisen bewehrt ist. Die Wand dient einmal zur Versteifung der Pfeiler, daneben auch als Abschluß der Kohlenschüttung gegen das Hauptgleis.

Eine sehr interessante Anlage dieser Art ist die Kohlenhochbahn in Altona, die von dem Hamburger Haus der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. im Jahre 1907 für das städtische Gaswerk Altona-Bahrenfeld errichtet wurde und die in Abb. 53 u. 54 dargestellt ist.

Die Schienenoberkante dieser Bahn liegt 4,70 m über Terrain. Der Oberbau ruht auf zwei Eisenbetonlängsträgern von 35/65 cm, die in 1,50 m Abstand liegen, und an die sich zwei Laufstege von 1,20 m Breite anschließen.

Die Längsträger sind, wie aus Abb. 54 ersichtlich, mit Rücksicht auf ein klares Kräftespiel und besonders auf Bewegungsfugen als durchlaufende Träger auf drei Stützen ausgebildet. Die normale Stützweite ist 7,05 m. Nur zwei Öffnungen erhielten für die freie Durchfahrt der Feuerwehr eine größere Stützweite von 10 m und wurden als steife Rahmen ausgebildet.

Der Berechnung wurde ein Lastenzug, bestehend aus einer kleinen Lokomotive von 24 t Dienstgewicht und 1,8 m Achsstand und aus vierachsigen Kohlenwagen von 48 t Gewicht und 1,8 + 6,4 + 1,8 m Achsstand, zugrunde gelegt. Zur Aufnahme der vom Wind und den Fahrzeugen ausgeübten Seitenkräfte sind die Stützen durch Streben versteift, während die Längskräfte — Zugkraft der Maschine und Brems-

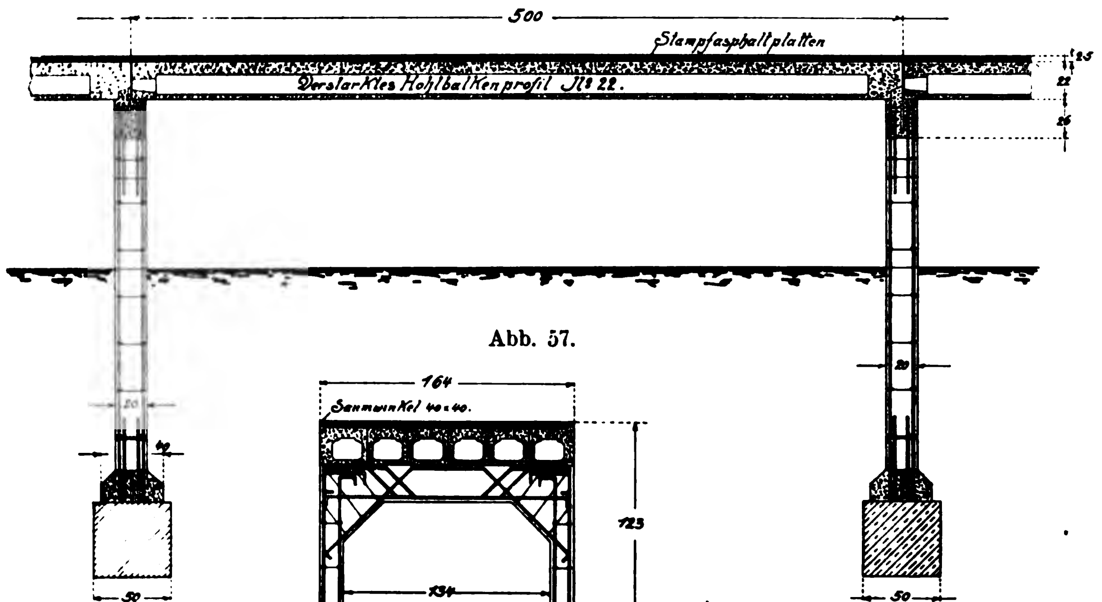


Abb. 57.

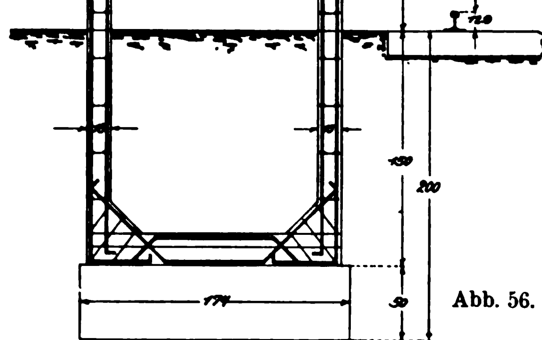


Abb. 56.

Abb. 56 u. 57. Verladebühne auf dem Rangierbahnhof Karlsruhe. Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann A.-G.

kräfte — durch die Mittelstützen der durchlaufenden Träger, die deshalb steif miteinander verbunden sind, auf die Fundamente übertragen werden.

Den dynamischen Wirkungen des Betriebes wurde durch eine entsprechende Verminderung der zulässigen Beanspruchungen, nämlich 30 Atm. Druckspannung für den Beton und 800 Atm. Zugspannung für das Eisen, Rechnung getragen.

Der Oberbau besteht aus hölzernen Langschwellen von 16/18 cm, die 3 cm tief in den Beton eingelassen sind, und auf denen die hölzernen Querschwellen von 13 × 20 cm Querschnitt und 210 cm Länge in Abständen von 80 cm liegen. Weitere elastische Zwischenlagen zur Milderung der Schienenstöße auf den Beton wurden nicht verwendet.

Die Eisenbetonkonstruktion wurde im Anschluß an eine bereits bestehende

eiserne Hochbahn auf Mauerwerkspfeilern errichtet. Die neue Bauweise erhielt deshalb den Vorzug, weil sie neben anderen, oben schon genannten Vorteilen eine erhebliche Kosten- und Raumersparnis gewährte. Bei der alten Bauweise waren trotz kleinerer Öffnungen stärkere Mauerpfeiler erforderlich.

Die Hochbahn, die zum Teil in Kurven von 150 m Halbmesser liegt, wird im ganzen 208 m lang. Eine Teilstrecke ist, wie das Lichtbild der Abb. 55 zeigt, bereits in Betrieb genommen.

Bezüglich der Berechnung und Konstruktion solcher Bauwerke verweisen wir auf die einschlägigen Kapitel im III. Band, 3. Teil dieses Handbuches: Elskes, über Balkenbrücken.

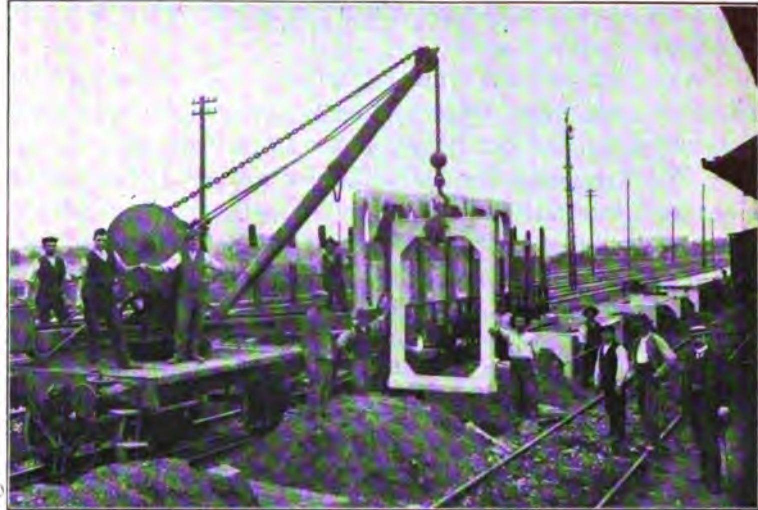


Abb. 58. Verladebühne auf dem Rangierbahnhof in Karlsruhe. Einheben der Rahmen in die Baugruben.

Verladebühnen.

Auf dem Rangierbahnhof in Karlsruhe wurde durch das Karlsruher Haus der Dyckerhoff u. Widmann A.-G. im Jahre 1907 eine Verladebühne in Eisenbeton ausgeführt, die in den Abb. 56 u. 57 dargestellt ist.

Die Ausführung verdient besonderes Interesse, weil das Verladegeschäft von der nebenliegenden Umladehalle aus vollständig aufrecht erhalten bleiben mußte und der Betrieb auf den Nachbargleisen nicht gestört werden durfte. Deshalb wurden mit Ausnahme der kleinen Betonfundamente alle Konstruktionsteile in der



Abb. 59. Verladebühne auf dem Rangierbahnhof in Karlsruhe. Verlegen der Siegwartbalken.

Fabrik hergestellt und in fertigen Stücken auf die Baustelle transportiert, wo sie nur mehr verlegt zu werden brauchten.

Das Bauwerk hat eine Länge von 235 m, eine Breite von 1,64 m und ist für eine Nutzlast von 600 kg/m² berechnet. Die Bühne besteht aus steifen Rahmen von $2^1/_2$ m Höhe, die in Abständen von 5 m angeordnet und auf denen 22 cm hohe Siegwart-Hohlbalken verlegt sind.

Die Hohlbalken, Profil 22, wurden zur Erzielung einer größeren Widerstandsfähigkeit gegenüber Stoßwirkungen über einem schwächeren Modellkern, Profil 18, hergestellt, so daß ihr Boden statt 15 mm eine Stärke von 25 mm erhielt.

Zur Erhöhung der Stabilität der ganzen Bühne wurde alle 50 m die Baugrube eines Rahmens ausbetoniert. Zur Verhinderung der Verschiebungen einzelner Rahmen wurden die Rahmenköpfe, wie aus Abb. 57 ersichtlich, mit Anschlagleisten versehen. Die einzelnen Hohlbalkenstöße wurden durch eingelegte Eisen in den Längsfugen der Balkenlagen miteinander verbunden. An jedem fünften Stoß unterblieb diese Anordnung zur Erzielung von Bewegungsfugen.

Die beiden Randbalkenreihen erhielten Saumwinkel von 40/40 mm, die bei der Herstellung der Balken einbetoniert wurden. Die Seitenwandungen, auf denen die Winkel aufsitzen, wurden auf 50 mm verstärkt. Die Oberfläche der Bühne wurde mit 25 mm starken Stampfasphaltplatten abgedeckt und erhielt nach beiden Seiten 15 mm Quergefälle.

Der Arbeitsvorgang bei der Aufstellung ist aus den Lichtbildern der Abb. 58 u. 59 ersichtlich und erfolgte derart, daß nach Aushub von 16 Baugruben und dem Einbringen des Fundamentbetons 16 Rahmen, die stehend auf einem Eisenbahnwagen verladen waren, mit Hilfe eines fahrbaren Krans an einem Tage versetzt wurden. Infolge dieser Arbeitsweise war die Bauzeit auch außerordentlich kurz.

Literatur.

Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin 1903.
Deutsche Bauzeitung. Zementbeilage, Berlin 1904.
The Engineering Record. New York 1907.
The Engineering Review. London 1907.
Cement. New York 1907.
Relevé des travaux exécutés par Hennebique. Paris 1898, 1899.

IX. Kapitel.

Anwendung des Eisenbetons im Kriegsbau.

Bearbeitet vom Kaiserlich russischen Ingenieur-Oberst N. von Shitkewitsch,
Professor an der Kaiserlichen Ingenieur-Akademie zu St. Petersburg,
und vom K. u. K. österreichischen Hauptmann des Geniestabes E. Stettner in Wien.

Geschichtliches. Die Anwendung eigentlicher Eisenbetonkonstruktionen im Festungsbau hat ein viel jüngeres Datum als deren Verwendung im allgemeinen Bauwesen. Beton- und Eisenkonstruktionen, wo diese beiden Baustoffe nebeneinander arbeiten, sind älteren Datums. Als in den ersten achtziger Jahren der Betonbau sich im Festungsbauwesen einbürgerte, waren es Gewölbe und Decken, die zur Betonierung bevorzugt wurden. Etwa anfangs der neunziger Jahre gingen dann die meisten Staaten bei ihren Kriegsbauten auf die horizontalen Betondecken zwischen Eisenträgern über. Wie Abb. 8 a. S. 702 zeigt, ist dies bereits eine Eisenbetonherstellung; jedoch ist das Eisen örtlich auf der Seite des größten Zuges ganz konzentriert und nur ein geringer Verbund hergestellt. Beton auf Eisenkalotten, Vorpanzern und Wellblech ist gleichfalls zu dieser Zeit oft gebraucht worden, ohne die Verbundeigenschaften recht auszunutzen. In allen diesen Fällen ist das Eisen jene Tragschicht, welche die elastische Formänderung des darüber aufgehenden Betons unter der Geschoßwirkung aufnehmen muß. Mitte der neunziger Jahre sind die ersten Eisenbetonverwendungen, und zwar als Monierschalen mit darüber lagerndem Sandpolster und Schutzschicht angewendet worden. Seither ist nur in französischen Forts an der Ostgrenze eine Anwendung, und zwar mit gleichmäßig auf die ganze Fleischstärke des Betons verteilten Rundeisen bekannt geworden. Erst seit den letzten Jahren, aufgerüttelt durch die großartigen Erfolge des Eisenbetons auf allen Baugebieten, beginnt die Frage auch im Kriegsbau brennend zu werden. Es ist eine Literatur im Entstehen begriffen[1]). Gefördert wird das Interesse an der Übernahme eigentlicher Verbund-Eisenbetonkonstruktionen in den Kriegsbau durch die bereits sich erweisende Unzulänglichkeit des Betons bei Geschoßwirkungen von 21 cm-Bomben aufwärts. Vorerst soll nachfolgend die Schußwirkung der modernen Angriffsgeschütze eine Klarstellung erfahren.

Schußwirkung. Kriegsbauten sind durch das Wurffeuer überwiegend mehr gefährdet, als durch das Flachbahnfeuer, gegen welches ein Schutz, sei es auch durch 8 bis 12 m starke Erdvorlagen, noch erreicht werden kann. Seit dem ostasiatischen Kriege muß besonders bei Küstenplätzen selbst mit dem Erscheinen von 28 cm-Mörsern oder Haubitzen noch gerechnet werden. Den 21 cm-Bomben mit 25 kg Sprengladung entsprechen bereits (an sehr exponierten Deckenteilen) Deckenstärken von 2,50 m, den 24 cm- und 28 cm-Bomben mit 20 und 40 kg Melinit sind erst Betondecken von 3 m bis 3,50 m Stärke gewachsen. Die lebendige Kraft des auftreffenden Geschosses erzeugt die Auftreffwirkung, die Explosion der Sprengladung die Sprengwirkung. Neuere

[1]) 1889 erschien die Studie „Das System Monier und dessen Anwendung im Kriegsbauwesen" von Major a. D. Kretzschmer des Königl. preuſs. Ingenieur-Korps. 1894 sind in Freiherr von Leithners „Die beständige Befestigung und der Festungskrieg" Monierkonstruktionen enthalten.

Ergebnisse zeigen, daß letztere weitaus mehr zerstörend wirkt, insbesondere dann, wenn ein Zerschellen, Abgleiten oder vorzeitiges Explodieren der Geschosse verhindert wird.

Die drei Faktoren der Auftreffwirkung: Endenergie, Geschoßkonstruktion und Auftreffwinkel können im Hinblick auf Eisenbetonobjekte nur bezüglich der Eindringungstiefe und der Möglichkeit des Abgleitens Besonderheiten erwarten lassen. Die Eindringungstiefe wird bei Eisenbetonkonstruktionen, welche nahe der Oberfläche eine Schutzschicht aus einem gekreuzten Eisennetz eingebettet haben (wie dies nachfolgend in Vorschlag gebracht ist), mit Sicherheit vermindert. Bezüglich der Auftreffwirkung kann man durch die leichte Formgebung des Eisenbetons, dann die Verwendung von Schutzplatten die bei Panzerungen abgeleiteten Grundsätze übernehmen.

Die Sprengwirkung ist gegen einen entsprechend armierten Eisenbeton gleichfalls geringer als gegen Beton allein. Ein sehr gutes Verhalten eines Eisenbetonbogens gegen mehrfache, nacheinander vorgenommene Sprengversuche mit Ladungen von 10 kg Ekrasit zeigte der Versuch im Jahre 1898 auf dem Platze der Jubiläums-Ausstellung in Wien, Abb. 1[1]). Eine in Abb. 2 skizzierte, granatsicher sein sollende Konstruktion befand sich an der Grenze des Entsprechens. Auch die theoretisch nach den Minenformeln zu ermittelnde Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons ist eine erheblich größere, wie später ausgeführt werden wird.



Abb. 1.

Nähere Angaben über die Geschoßwirkung sind nachfolgend noch bei der Ableitung der geeignetsten Konstruktion von Eisenbetondecken angeführt.

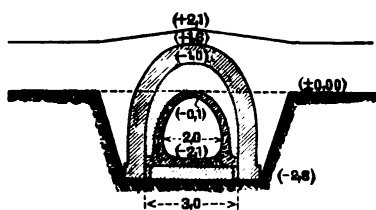


Abb 2.

Gegen die Schußwirkung muß nun das Widerstandsvermögen des angewendeten Deckmaterials aufkommen. Nachfolgend sollen vorerst die Unzulänglichkeit des Betons bei der gegenwärtigen Geschoßwirkung besprochen werden und sodann die schätzbaren Eigenschaften des Eisenbetons als Deckungsmaterial im Kriegsbau hervorgehoben werden.

Bei der gegenwärtigen gesteigerten Wirkung der artilleristischen Angriffsmittel hat der Beton die Bedeutung eines für den Festungsbau außerordentlich geeigneten Materials verloren. Gegen die Wirkung von 24 cm- und 28 cm-Bomben (mit einer Sprengladung von 20 und 40 kg Melinit) ist eine Betongewölbestärke von 3 bis 3,60 m notwendig. Abgesehen von den großen Herstellungskosten solcher Gewölbe, welche eine entsprechende Verstärkung der Widerlager und ihrer Fundamente erfordern, kommt eine bedeutende Aufzugshöhe solcher Werke in Betracht. Außerdem zeigt die

[1]) Siehe hierüber Weiteres im I. Band des Handbuches für Eisenbetonbau. Versuche mit Gewölben, S. 363.

Praxis, daß die ursprüngliche Monolität der Betonbauten, von welcher der hohe Grad ihrer Widerstandsfähigkeit gegen die Wirkung von Geschossen abhängt, nur bei Einhaltung bestimmter Bedingungen, und zwar nur bei Blöcken unbedeutender Dimensionen bewahrt werden kann. Die ursprünglich vorhandene Monolität solcher Werke wird allmählich durch den Einfluß äußerer, atmosphärischer Einflüsse (Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel) gestört, und infolgedessen zeigen freistehende Betonfestungswerke in kalten Gegenden eine bedeutende Anzahl von Horizontal- und Vertikalrissen. Über die Ursachen der Störung der Monolität sind Einzelangaben in folgender Studie zu finden: „Monolität der Betonbauten", von Ingenieur-Oberst N. Shitkewitsch, Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn.[1])

Aus vorgeschilderten Ursachen ist es begreiflich, daß man die Vorzüge des Eisenbetons für den Kriegsbau klarzustellen trachtet und darangeht, die wichtigsten Werke neu zu ergänzender, fester Plätze aus Eisenbeton herzustellen.

Daß man über die Deckenstärke sich keiner zu großen Sparsamkeit oder Selbsttäuschung hingeben darf, zeigt das Schicksal des heldenmütigen Genie-Generals Kondratenko und seiner Begleiter, welche einer zu schwach dimensionierten Decke zum Opfer fielen.

Die Literatur über das behandelte Thema ist erst im Entstehen begriffen und am Schlusse genannt.

Vorzüge des Eisenbetons für den Kriegsbau.

Diese Vorzüge betreffen nicht nur die treffbaren, sondern auch die nur statisch beanspruchten Teile der Kriegsbauten. Sie werden allgemein ziemlich gleichlautend erkannt und angegeben. So z. B. führt Oberstleutnant A. Algrain in seiner Broschüre „Le béton armé dans la construction des ouvrages de fortification"[2]) folgende Vorzüge an:

Formbarkeit. Diese gestattet sowohl die dem Gußeisen, Holz und Stein eigenen Formen, als auch die schwierigsten Konstruktionsformen von Gewölben dem Eisenbeton zu erteilen, ein Vorzug, der auch im Kriegsbau sehr zur Geltung kommt.

Die Ausführung ist eine rasche, wenn auch nicht so rasch, wie bei gewöhnlichen Betonbauten. Selbst große Brückenbauten beanspruchten nicht über 3 Monate Bauzeit, und es wurden in einem Falle über 50 m^3 Eisenbeton täglich verarbeitet. Übrigens spielt in der permanenten Befestigung die Bauzeit keine solche Rolle. Wohl käme dieselbe bei halbpermanenten Bauten, nämlich solchen in der provisorischen Befestigung, welche möglichst rasch entstehen müssen, besonders in Anrechnung.

Starrheit des Baues, insbesondere der Gewölbe.

Widerstandsvermögen gegen statische Lasten. Hierüber sind nicht nur überzeugende Belastungsproben, sondern viele praktische Bauausführungen bereits vorhanden.

Die letztgenannte Eigenschaft kommt in Werken besonders den Zwischendecken und solchen unter Munitionsmagazinen zu gute.

Widerstandsvermögen gegen Erschütterungen. Durch die innige Verschließung großer Blöcke wird die Erschütterung leichter vom Bauwerk übernommen.

Feuersicherheit, ein in Werken und sonstigen Kriegsbauten besonders wertvoller Faktor.

---

[1]) Neuestens haben auch amerikanische Publikationen die unzulängliche Monolität des Betons infolge mangelhafter Verbindung längs der Arbeitsschichten festgestellt. Studie von Major E. Winslow im „Journal of the U. S. Artillery".

[2]) Annales des Travaux publics de Belgique (Oktobre 1907), 5. Fascicule.

Dimensionen. Die geringere Dimensionierung, insbesondere nur statisch beanspruchter Gebäudeteile, läßt namhafte Ersparnisse beim ganzen Bauobjekt zu.

Temperatur- und Feuchtigkeitseinflüsse werden infolge der größeren Festigkeit und Vermeidung von Rissen weniger fühlbar.

Sprünge, Risse werden sowohl nach den horizontalen Arbeitsschichten, als auch vertikal in dem Kern des Eisenbetons vermieden.

Die Undurchdringlichkeit ist eine große, und eine große Dauerhaftigkeit resultiert nicht nur bei einer Beschießung, sondern auch im allgemeinen Bauzustande; daher sind die Instandhaltungskosten geringer. Der Sicherheitsgrad des Baues wächst mit der Bestanddauer.

Schließlich ist die Anwendung des Eisenbetons im Kriegsbau jedenfalls ökonomisch.

Hauptmann Prochaska Edler v. Mühlkampf führt in dieser Beziehung in seiner Studie: „Betoneisenkonstruktionen im Festungsbau" folgende Eigenschaften derselben an, welche sie hierfür besonders geeignet machen:

1. Größere Widerstandsfähigkeit infolge der eingelegten Eisenstäbe usw. Hierdurch wird die Konstruktion befähigt, jene Scher- und Zugkräfte, welche beim Auftreffen, Eindringen und Explodieren der Geschosse entstehen und sonst vom Beton bezw. der eisernen Tragkonstruktion nicht aufgezehrt wurden, aufzunehmen und dadurch einer Zerteilung des Betonkörpers entgegenzuarbeiten. Diese Stabilität der Konstruktion gegen mechanische Einwirkungen ist für den Fortifikationsbau umsomehr von Belang, als hierdurch der unveränderte Bestand der Konstruktion, selbst bei teilweiser Störung ihrer Kontinuität, gewährleistet erscheint.

2. Wesentlich größere Wasserundurchlässigkeit als bei gewöhnlichen Betondecken, weil der Bildung von Rissen, selbst Haarrissen, durch die Eiseneinlagen entgegengearbeitet wird. Es ist sonach zu erwarten, daß mit Eisenbetondecken versehene Räume leichter trocken gehalten werden können.

3. Anpassungsfähigkeit an alle Formen und an lokale Forderungen. Diese Eigenschaft, welche in erster Linie den Eisenbetonkonstruktionen zu der enormen Verbreitung verhalf, weil dieselben in allen Teilen eines Baues mit Vorteil angewendet werden können, ist auch bei jenen, im Fortifikationsbau überaus häufig vorkommenden runden Formen von besonderer Bedeutung, bei welchen sonst eine Ausführung in Mauerwerk schwierig, vielleicht sogar überhaupt unmöglich war.

4. Sonstige Beurteilung der Ausführbarkeit. Eisenbetonkonstruktionen sind allerorts anwendbar, wo bisher Beton benutzt wurde; es dürfte sich sogar infolge der leicht beschaffbaren und gewiß auch leicht zu transportierenden und zu deponierenden Materialien (Rund- und Flacheisen, leichtere Träger) dieser Bauweise ein größeres Anwendungsfeld eröffnen als dem früheren Betonbau.

Für die Anwendung der Eisenbetonkonstruktionen eröffnet sich somit ein weites Gebiet.

Ableitung der Konstruktionsbedingungen für Eisenbetonkriegsbauten.

Hierüber schreibt Oberst Shitkewitsch in der eingangs angeführten Studie folgendes: Allgemeine Angaben über die Wirkung der Geschosse enthalten:

1. Die Beiträge zur Theorie der Wirkung der Geschosse von Oberst Wuich; Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Geniewesens 1893, Heft I.
2. Die beständige Befestigung und der Festungskrieg; Leithner, Band II, S. 2.
3. Brialmont, L'influence du tir plongeant et des obus-torpilles sur la fortification (1888).

Die ersten Zerstörungszeichen in einer beschossenen Überdeckung müssen sich in der Richtung ihrer geringsten Widerstandsfähigkeit zeigen. Eine genaue Untersuchung der Art und der allmählichen Entwicklung der Zerstörung läßt die Richtung erkennen, wo die Betonfestigkeit durch Eiseneinlagen zu erhöhen wäre, um Decken von möglichst großer Dauerhaftigkeit zu erhalten. Hierüber ergibt sich aus den Versuchen folgendes allgemeine Bild.

Beim ersten Treffer entstehen im Beton Trichter von 25 cm Tiefe ohne Radialrisse und ohne merkliche Zerstörung des umgebenden Betons. Wenn die Entfernung zwischen den Vertiefungen weniger als 2 m beträgt, wie auch beim Auftreffen zweier Geschosse auf dieselbe Stelle, entstehen Radialrisse und Abblätterungen von Betonstücken längs der Horizontalschichten der Aufmauerung; beim zweiten Treffer wird sich die Vertiefung vergrößern, ebenso beim dritten Treffer, ohne (bei einer genügenden Stärke der Decke) eine vollständige Zerstörung derselben herbeizuführen.

Die Deckenstärke muß — falls wir drei Treffer auf derselben Stelle als Maximalwiderstandsfähigkeit annehmen — derart bemessen sein, daß die oben angeführten Zerstörungen, wie Vertiefungen, Radialrisse und Abblätterungen von Betonstücken, sich nur auf eine gewisse Tiefe erstrecken, während der untere Teil der Überdeckung unbeschädigt bleiben soll. Die Zerstörung, welche im oberen Teil des Gewölbes durch die unmittelbare Stoß- und Sprengwirkung eines Geschosses entsteht, wird unter solchen Umständen eine lokale sein. Ein in den Beton eindringendes Geschoß wirkt wie ein Keil, wobei die Betonteilchen nicht nur einen Druck in der Stoßrichtung erleiden, sondern auch einer seitlichen Verschiebung unterworfen sind, infolgedessen in Wirklichkeit beim Aufschlag auch eine Zerstückelung des Betons und eine Verschiebung desselben längs der Arbeitsschichten beobachtet wird.

Die Plötzlichkeit und die Stärke der Stoß- und Sprengwirkung rufen Vibrationen der unbeschädigten Betonteile hervor. Diese sich konzentrisch auf immer weitere und größere Schalen fortpflanzenden Erschütterungen verlieren allmählich ihre ursprüngliche Intensität mit der Entfernung vom Treffpunkt des Geschosses. Wenn die Intensität der Vibrationen an der unteren Deckenflucht eine gewisse Grenze übersteigt, werden Teilchen absplittern.

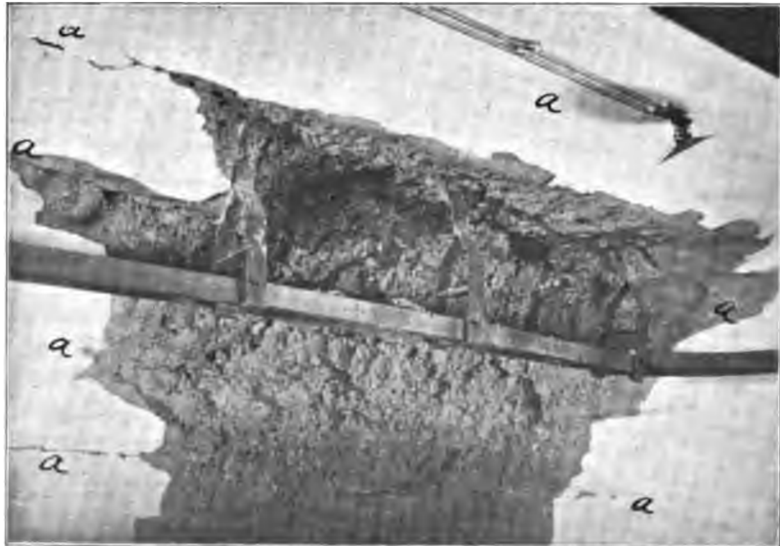


Abb. 3.

Die Abb. 3 zeigt die Zerstörung einer Traverse der Mörserbatterie Nr. 13 auf dem Goldenen Berge bei Port-Artur während des Bombardements vom 10. März 1904. Ein zwölfzölliges Geschoß zersprang an der Vordermauer der kasemattierten Traverse, indem es eine Vertiefung (Trichter) von 8 m Durchmesser

und 1,80 m Tiefe machte (Abb. 4); im Betongewölbe und in der 1,5 m starken Mauer bildete sich im Beton eine Bresche von 0,30 m Tiefe auf einer Gesamtfläche bis 5 m; zugleich bemerkte man deutlich eine Abblätterung des Betons längs der Arbeitsschichten in Form von Horizontalrissen, welche auf der Abb. 3 mit den Buchstaben *aa* bezeichnet ist.

Natürlich beweist eine solche Zerstörungsart die ungenügende Stärke des Gewölbes. In gegebenem Falle zeigt sich eine gleiche Erscheinung wie beim Schlage in eine Reihe elastischer, sich berührender Kugeln: der Schlag auf die erste Kugel ruft nur ein Auspendeln der letzten Kugel hervor.

Jede Decke (Abb. 5) kann man sich aus drei Schichten bestehend denken, eine äußere, dem unmittelbaren Schlage ausgesetzte (die Zerstörungsschicht), eine mittlere Schicht, welche die Erschütterungen übernimmt und fortpflanzt, wie die Zwischenkugeln im erwähnten Beispiel (Übertragungsschicht), eine dritte, untere Schicht, welche die ersten zwei Schichten trägt und den Wirkungen äußerer Kräfte nach einer Zerstörung der beiden obenliegenden Schichten noch statisch widersteht. Diese Schicht (Tragschicht) hat in konstruktiver Hinsicht die größte Bedeutung. Diese Idee einer Zergliederung des Gewölbes in einzelne Bestandteile mit besonderer Bestimmung ist vollständig deutlich ausgedrückt in der nachfolgend (und zwar auf S. 703) angeführten IV. Konstruktion von Gewölben.



Abb. 4.

Risse und Abblätterungen sind die eigentliche Zerstörungsursache der Massivgewölbe. Vertikalrisse zerstören die konstruktive Arbeit der Decke, ebenso verringern Horizontalrisse in bedeutendem Maße die Festigkeit derselben. Die Horizontalrisse zerteilen die ganze ursprüngliche Dicke der Überdeckung in mehrere dünnere Schichten, welche von der Geschoßwirkung leicht in einzelne Stücke zerlegt werden. Bei der Vertiefung des Geschosses in dem abgeblätterten Beton entstehen Verschiebungen großer Betonstücke. Gase, welche sich bei der Zersprengung des Geschosses entwickeln, verbreiten sich längs der Risse und zerstören die einzelnen Schichten.

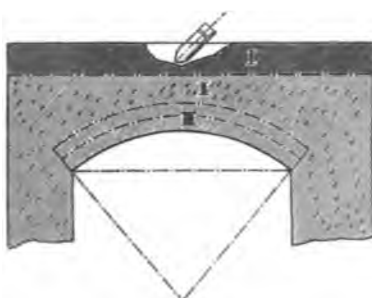


Abb. 5.

Versuche zeigten, daß sich Beton beim zweiten und dritten Auftreffen des Geschosses längs der Arbeitsschichten abblättert, wonach bei weiteren Treffern eine rasche Zerstörung der Massive beginnt. Eine Aufklärung über die Ursachen des Entstehens von Horizontalrissen und der Abblätterung des Betons befindet sich in dem oben angeführten Artikel von N. Shitkewitsch „Monolität der Betonbauten“.

Die Vertikalrisse bilden sich infolge der verhältnismäßig geringen Zugfestigkeit des Betons. Deswegen ist es zur Verstärkung des Betons notwendig, das Eisen in der Richtung der Zugkräfte anzuordnen. In der Praxis entspricht dieser Forderung eine Verteilung der Eisenstäbe in Kreuzreihen längs und quer der Betondecken. Hierdurch wird die ganze Betonmasse sozusagen von die Zugkräfte aufnehmenden Eisenstäben in zwei Hauptrichtungen durchnäht sein.

Das Abblättern des Betons entsteht infolge verhältnismäßig geringen Zusammenhanges zwischen den Arbeitsschichten. Durch Eisenstäbe, welche senkrecht zu den Arbeitsschichten verteilt werden, kann dieser verstärkt werden. Die oben angeführte Verteilung der Eisenstäbe in Kreuzreihen längs der horizontalen Arbeitsschichten wird die Betonüberdeckung auch gegen Scherkräfte, welche in einem beliebigen vertikalen Querschnitt auftreten, verstärken.

Bezüglich der allgemeinen Erhöhung der Festigkeit des Betons haben Versuche von Sanders, Schinke und Loeser[1]) gezeigt, daß bei einer Anordnung der Eisenstäbe in Kreuzreihen auf Flächen senkrecht zur Richtung der Druckkräfte die Druckfestigkeit von Betonprobekörpern 3- bis 5mal größer ist, als bei gleichen Probekörpern ohne Eiseneinlage, wobei bis zum Auftreten der ersten Zerstörungszeichen die Formänderung des armierten Betons 30- bis 50mal größer ist, als die Formänderung zum Zerstörungsmoment von Probekörpern ohne Eiseneinlage. Versuche von Considère und Bach erläutern in gleichem Maße die Vorzüge einer ringförmigen, umschnürten Armierung des Betons.[2])

Bei einer nahen Anordnung der Eisenstäbe verteilt sich die vereinigte Geschoßwirkung durch die gekreuzten Stabreihen auf eine größere Fläche, infolgedessen der Druck auf die Betoneinheit geringer sein wird als bei dem Nichtvorhandensein des Eisens; außerdem muß das Geschoß, in den Beton eindringend, alle ihm begegnenden Eisenstäbe durchschneiden, welche zugleich einer seitlichen, durch die spitze Form des Geschosses hervorgerufenen Verschiebung des Betons Widerstand leisten. Wenn man zu allem Gesagten die Festigkeit der kreuzartigen Armierung gegen Rissebildung im Beton hinzufügt, so kann man annehmen, daß die Wirkung der Geschosse auf den Beton, welcher mit Kreuzreihen von Eisenstäben verstärkt ist, weniger zerstörend erscheinen muß als auf Beton ohne Eiseneinlagen.

Auf diese Weise kann man aus Gesagtem den Schluß ziehen, daß zur Erhöhung der Betonfestigkeit gegen alle, durch Geschosse hervorgerufenen Zerstörungsarten es notwendig erscheint, den Beton durch Eisen in drei Richtungen zu verstärken: längs, quer und senkrecht zu den Arbeitsschichten.

Zur vollständigen Aufklärung dieser Frage ist es erforderlich, zu bestimmen:

1. den vorteilhaftesten Eisenquerschnitt und
2. die Entfernung zwischen den einzelnen Stäben.

1. Auswahl eines vorteilhaftesten Eisenquerschnitts.

Der vorteilhafteste Querschnitt des Eisens zur Betonarmierung muß folgenden Bedingungen genügen:

1. einen möglichst großen Verbund zwischen Eisen und Beton bei geringstem Eisengewicht sichern und
2. die einfachsten Ausführungsarten von Eisenbetonarbeiten zulassen.

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 108; 1907, S. 151.
[2]) Génie civil 1902. 9. November; Beton u. Eisen 1905, S. 305.

Die Haftfestigkeit des Betons am Eisen, welche alle Vorzüge der Vereinigung dieser zwei Materialien verursacht, ist abhängig von der Größe der Berührungsfläche des Betons mit dem Eisen.

Bei einer gegebenen Eisenmenge kann die Vergrößerung seiner äußeren Oberfläche auf zweierlei Weise erzielt werden:

a) durch die Konzentrierung der ganzen Eisenmasse in einem oder mehreren Querschnitten mit möglichst ausgedehnten Außenflächen, wie z. B. Träger aus I-Eisen von bedeutendem Querschnitt, oder aber

b) durch die Anwendung einer größeren Anzahl von Eisenstäben möglichst geringen Querschnitts, wie z. B. in Form von Draht oder dünnen Stäben mit rundem Querschnitt.

Bei der Auswahl einer dieser Vergrößerungsarten der Berührungsflächen des Eisens mit Beton ist es notwendig, folgendes in Erwägung zu ziehen.

Die Vibrationen des Eisens und Betons sind nicht gleich.

Bei Konzentrierung einer bedeutenden Eisenmasse in einem Querschnitt können die schnellen Vibrationen der Eisenteilchen den Verbund mit dem Beton zerstören, indem die Erschütterungen auf solche Teile des Betons befördert werden, wo nach den Betoneigenschaften solche schädlichen Erscheinungen nicht auftreten müßten.

Deswegen erscheint die Anwendung von Eisen starken Querschnitts bei Festungsbauten gefährlich.

Auch geben stark ausgedehnte Außenflächen des Formeisens in Wirklichkeit nicht jenen Verbund mit dem Beton, welcher in der Theorie gewöhnlich angenommen wird.

Nach Versuchsergebnissen kann die Haftfestigkeit von Eisen und Beton der zeitweiligen Schub- und Scherfestigkeit des Betons gleich gesetzt werden. Deswegen wird beim Ausziehen von Eisen mit einer stark ausgedehnten Außenfläche die Zerstörung des Verbundes zwischen Eisen und Beton nicht auf der ganzen Berührungsfläche derselben entstehen. sondern auch längs der Betonflächen mit geringster Festigkeit.

So z. B. (Abb. 6) werden, wenn sich bei starken Erschütterungen oder bei Ausdehnungen die Träger aus I-Eisen vom Beton trennen, dieselben jene, den Raum zwischen den Kanten und der Rippe des Trägers ausfüllenden Betonteile nach sich ziehen. Diese Erscheinung wird dadurch erklärt, daß sich der ausgeübten Zugkraft einerseits die Adhäsion längs der Flächen zweier Schenkel und einer Rippe, anderseits die Scherfestigkeit des Betons in einer der Rippe gleichen Fläche widersetzt. Überhaupt erfolgt die Trennung bei verschiedenen Walzprofilen (Abb. 6) nach einem dem Eisenquerschnitt umschriebenen Vieleck, d. i. der Linie der gefährlichen Querschnitte.

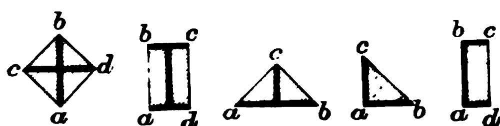


Abb. 6.

Außerdem erscheint als ein wesentlicher Mangel aller Querschnitte von Eisen mit hervorspringenden und eingebogenen Teilen die Unmöglichkeit, in der Praxis eine dichte Berührung des Eisens mit dem, Kies oder Steinschlag enthaltenden Beton zu erzielen.

Auf diese Weise erscheint die Anwendung von Formeisen für Überdeckungen in allen Hinsichten ungünstig.

Alle Vorzüge sind auf Seite der dünneren Sorten mit rundem Querschnitt. Zur Erklärung dieser Frage kann folgendes Zahlenbeispiel angeführt werden:

Angenommen in einem Falle I-Träger Nr. 17 und im anderen Rundeisen von 1 cm Dicke.

Querschnittsfläche des Trägers = 25,4 cm², des Rundeisens = 0,78 m².
Deswegen sind bei gleichem Gewicht im zweiten Falle erforderlich:

$$n = \frac{q}{q_1} = \frac{25,4}{0,78} = 32,6 \text{ Stäbe.}$$

Die Fläche, längs welcher die Trennung des Eisens von Beton entstehen wird, ergibt sich:

a) für einen Träger aus I-Eisen von 1 cm Länge, 17 cm Höhe und 7,8 cm Breite (Abb. 6):

$$Q = 2 \cdot a\,b + 2 \cdot a\,d = 2 \cdot 17 + 2 \cdot 7,8 = 49,6 \text{ cm}^2,$$

b) für 32,6 Stäbe von 1 cm Dicke und 1 cm Länge:

$$Q_1 = 32,6 \cdot \pi \cdot D = 32,6 \cdot 3,14 \cdot 1 = 102,4 \text{ cm}^2,$$

d. h. bei Anwendung von 32 Stäben aus rundem Eisen von 1 cm Dicke ist die Berührungsfläche des Eisens mit dem Beton 2,1 mal größer als bei einem Träger aus I-Eisen gleichen Querschnitts und 17 cm Höhe.

Außerdem erscheint in praktischer Hinsicht die konvexe Form des Querschnitts, welche eine dichteste Berührung mit dem Beton sichert, als ein sehr bedeutender Vorzug des Rundeisens.

Bei ein und demselben Eisengewicht vermehrt sich bei kleinerer Dicke der Eisenstäbe ihre Anzahl, sowie die Berührungsfläche des Eisens mit dem Beton, und folglich ist es in dieser Hinsicht vorteilhaft, zur Betonarmierung möglichst dünnes Rundeisen zu verwenden; aber anderseits wird nach Maßgabe einer Vermehrung der Anzahl der Stäbe die Entfernung zwischen ihnen verringert; bei einer Entfernung der Stäbe unter 10 cm erschwert sich die Stampfarbeit des Betons und außerdem biegen sich sehr dünne Stäbe leicht durch und erfordern eine öftere Drahtumbindung. Deswegen wird in der Praxis die geringste Dicke für runde Eisenstäbe in den meisten Fällen mit 0,5 bis 1 cm angenommen.

2. Bestimmung der Entfernung zwischen den Eisenstäben.

Bei Formänderung des durch Eisen verstärkten Betons (Abb. 7) ist um jeden Stab ein gewisser Einfluß des Eisens auf die dasselbe umgebende Betonmasse zu ersehen, zu welcher das Eisen als ein Ausgleicher, ein Verteiler der inneren Spannungen erscheint.

Wird ein mit vier Eisenstäben a_1 a armierter Betonstab (Abb. 7) einer Ausdehnung unterworfen, so wird ein beliebiger ebener Querschnitt $A\,A$ bei einer bedeutenden Verlängerung des Betonstabes das Aussehen $A\,A_1\;A_1\,A$ erhalten, wobei ein jeder Eisenstab (a) einen Teil des ihn umgebenden Betons fortreißen wird, welch letzterer in der im Querschnitt des Betonstabes durch den Radius r bezeichneten Sphäre (Abb. 7) des Einflusses des Eisenstabes liegt.

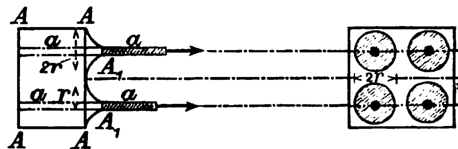


Abb. 7.

Falls die von der Stabmitte gezeichneten Kreise sich nicht durchschneiden, wird die ganze Betonmasse, welche außerhalb dieser Einflußlinie liegt, sich wie nicht armierter Beton verlängern und alle Eigenschaften von gewöhnlichem Beton bewahren.

Ein in der Einflußsphäre des Eisens liegender Beton kann Verlängerungen zeigen, welche diejenigen von nicht armiertem Beton um ein vielfaches (bis 20) übersteigen.

Auf diese Weise verliert die ganze Betonmasse in mechanischer Hinsicht ihre ursprüngliche Homogenität, weshalb die gefährlichsten Spannungen in den außerhalb der Einflußsphäre des Eisens liegenden Betonteilchen auftreten.

Je nach dem Querschnitt und den mechanischen Eigenschaften des Eisens und des Betons ergibt sich eine gewisse vorteilhafteste Verteilung der Stäbe, bei welcher sich der Einfluß des Eisens auf die ganze Betonmasse erstreckt.

Eine theoretische Aufklärung dieser Frage ist sehr schwer, hauptsächlich infolge der Unbeständigkeit des Elastizitätskoeffizienten des Betons, welcher sich in Abhängigkeit von den Spannungen befindet. Versuche über die vorteilhaftesten Entfernungen zwischen den Eisenstäben, welche den Beton verstärken, sind im Jahre 1900 vom Prof. S. J. Drushinin gemacht worden (Vortrag auf dem X. Kongreß russischer Zement-Techniker und Fabrikanten im Jahre 1905). Das durchschnittliche Ergebnis der Prüfung von 50 Proben zeigte, daß man die vorteilhafteste Entfernung zwischen den Eisenstäben mit 12 bis 13 Durchmessern eines Eisenstabes annehmen kann.

Zu praktischen Zwecken erscheinen als Hauptwegweiser für die Bestimmung der vorteilhaftesten Verteilungsart des Eisens im Beton die Haftfähigkeit des Betons am Eisen von Bedeutung, welche (im geraden Verhältnisse) von der Größe der Berührungsfläche des Betons mit dem Eisen abhängig ist.

Deswegen ist es bei einer gewissen bestimmten Eisenmenge notwendig, das Eisen in den Beton in einer möglichst großen Anzahl dünner Eisenstäbe einzulegen, welche in der Betonmasse gleichmäßig in tunlichst kleinen Entfernungen angeordnet sind.

Als vorteilhafteste Verstärkungsart der Eisenbetondecken können in den drei Hauptrichtungen angeordnete Eisenstäbe runden Querschnitts von etwa 1 cm Stärke in geringster gegenseitiger Entfernung von etwa 10 cm angesehen werden.

Vorstehende sehr zutreffende Ausführungen sind der Studie des Oberst Shitkewitsch entnommen.

Ein anderer Gedankengang liegt der Studie des belgischen Oberstleutnants Algrain zugrunde: Dieser wendet sein Hauptaugenmerk der vorstehend charakterisierten „Tragschicht" zu, welche er sich durch eine Eisenbetonschicht ersetzt denkt. Hierzu wird eine in Frankreich gebräuchliche Formel von Croizette-Desnoyer verwendet:

$$l = 0{,}15 + \left(0{,}16 - \frac{d}{100 f}\right) \sqrt{\frac{d^2 + 4 f^2}{4}},$$

worin d die Spannweite, f den Stich in Metern bedeutet. Bei konsequenter Durchführung dieses Ersatzes aller „Tragschichten" und der nur statisch beanspruchten Bauteile ergibt sich eine ganz wesentliche Reduktion der Hauptdimensionen von Kriegsbauten. Allerdings ist eine so konsequente Anwendung bei Kriegsbauten nicht in allen Fällen statthaft.

Schließlich soll noch eine österreichiche Berechnungsart erwähnt werden, welche zuerst in einem Aufsatze im 3. Heft vom Jahre 1893 der „Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Geniewesens" erschienen ist und von dem leider zu früh verstorbenen, in der Baumechanik hervorragend erfahrenen General (damals Major des Geniestabes) Moritz Bock herstammt. Diese Berechnung geht von folgendem Grundsatz aus: „Das Herabstürzen des Betonkörpers mit der Kubatur C (Abb. 8c) muß das Tragvermögen der eisernen Träger verhindern, dieselben haben daher eine ebenso große

Formänderungsarbeit zu leisten. Damit sie aber an ihrer Tragfähigkeit nichts einbüßen, dürfen nur elastische Durchbiegungen δ eintreten. Diese Formänderungsarbeit wird erhalten, wenn man an Stelle des in Bewegung gesetzten, also einen Stoß ausübenden Betonkörpers C eine ideelle, momentan wirkende, jedoch ruhende, gleichförmig verteilte Last Q gesetzt denkt, welche die gleiche elastische Durchbiegung δ hervorruft. Diese Berechnungsart hat bis jetzt sehr zweckentsprechende Resultate ergeben. Es ist daher sehr vorteilhaft, daß Hauptmann v. Prochaska sie auch seiner Berechnung der Eisenbetondecken zugrunde gelegt hat. Er gelangt zu folgenden ideellen Ersatzlasten:

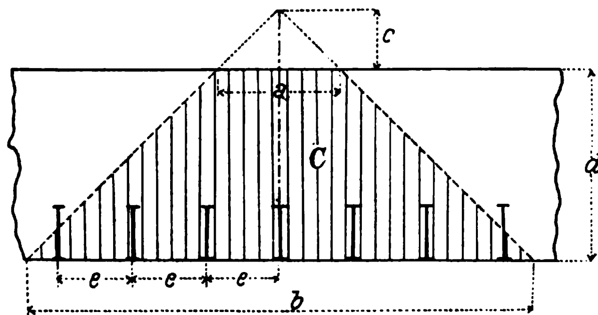


Abb. 8.

Geschoßgattung	Gewicht kg	Sprengladung kg	Schußdistanz in m	Einfallwinkel	Endenergie vertikal in m	Ideelle Ersatzlast in kg/m²	Betonstärke in cm, für welche die Ersatzlast Geltung hat, bei horizontalen Decken und verspannten Seitenwänden	bei Gewölben
28 cm-Bombe . . .	240	40	—	—	680	94 400	—	—
21 cm italienische Torpedogranate (Flachschuß)	163,7	30	2200	17°	265	24 000	216	240
24 cm-Bombe . . .	133	20	4400	63°	260	20 000	—	—
15 cm-Ekrasitgranate.	38,75	7,4	—	—	73	8 000	100	110

Welche der vorbeschriebenen drei Rechnungsmethoden auch akzeptiert würde, so ist es — bei dem ganz neuartigen Baumaterial — doch nötig, zunächst die Eigenschaften des Eisenbetons genau zu studieren, um (nach Algrain) mit der größten Sorgfalt zu einer Methode eines logischen und klugen Kalküls zu gelangen, welche die Bestimmung der Dimensionen eines Bauwerks gestattet. Hierbei wird stets zu erwägen sein, daß die Eiseneinlagen gleich einem Sandpolster verteilend wirken und einen bedeutend größeren Betonblock zur Mitarbeit gegen den Stoß des Geschosses heranziehen.

Systeme von Eisenbetondecken bei Kriegshohlbauten.

Eisenbeton wird hauptsächlich zu Kasemattdecken in folgenden Hauptkonstruktionen angewendet:

I. Spannweiten bis 4,5 m werden mit einer Reihe I-Trägern Nr. 35 auf 35 cm Entfernung eingedeckt (Leithner, Beständige Befestigung und Festungskrieg, Bd. II, S. 32); in die Zwischenräume und über die Träger wird Beton von 1,50 bis 1,80 m Gesamtdicke eingelegt (Abb. 8A). Die Betonmischung ist im unteren Teil der Überdeckung 1 : 7, im oberen 1 : 3 bis 1 : 5.

In einigen Fällen werden über die Längs-I-Träger Querträger von geringerer Höhe (25 bis 10 cm) gestellt, um eine gleichmäßigere Verteilung des Druckes auf die Längsträger zu erhalten (Abb. 8B). Ähnliche Überdeckungen sind im Grunde genommen keine „Eisenbetonkonstruktionen", weil die ganze Eisenmasse im unteren Teil der Überdeckung konzentriert ist, der Beton aber über den Trägern vollständig ohne Eisenverstärkung bleibt. Da hier Eisen und Beton vollständig selbständig arbeiten, können sie folglich nicht jene wertvollen Eigenschaften zeigen, welche bei einer richtigen regelmäßigen Verteilung des Eisens in der ganzen Betonmasse sich ergeben.

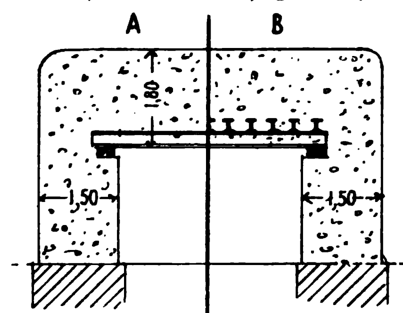


Abb. 8A. Abb. 8B.

II. Anstatt eiserner Träger wird in gewölbeartigen Überdeckungen die ganze innere Schicht aus Eisenbeton von 0,15 bis 0,20 m Stärke hergestellt (Abb. 9a, b) bei einer Dicke der darüberliegenden Betonschicht bis 2,30 m. Bei dieser Konstruktion erzielt man im Vergleich mit gewöhnlichen Betongewölben einige Ersparnis in der Gesamtstärke des Gewölbes (anstatt 2,60 bis 2,30 m). Aber in

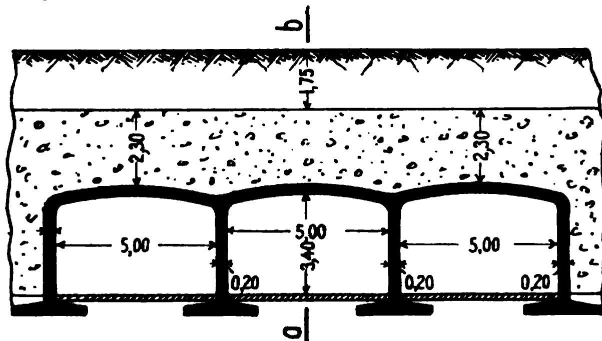


Abb. 9a.

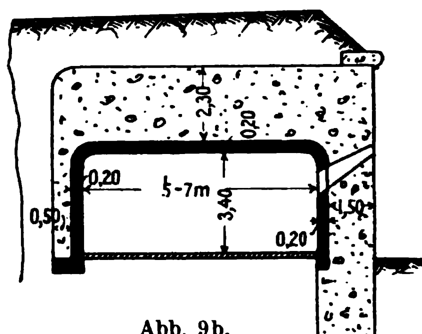


Abb. 9b.

bezug auf die Widerstandsfähigkeit gegen die Wirkung von Geschossen kann diese Konstruktion im Vergleich mit gewöhnlichen Betongewölben keine besonderen Vorteile zeigen.

III. Bei einer Spannweite von 3 bis 6 m überdeckt man die Kasematten mit Eisenbetongewölben von $^1/_{10}$ Stich-Höhe, 1,7 m Stärke der Krone. Die ganze Betonmasse

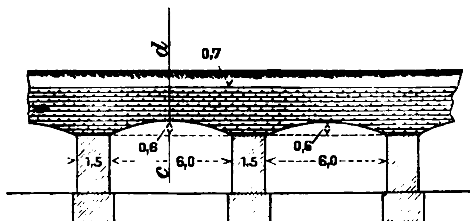


Abb. 10a.

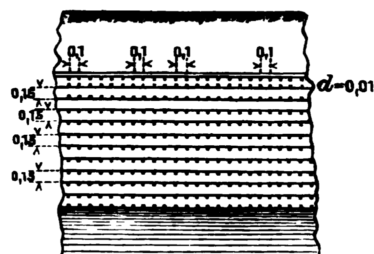


Abb. 10b.

ist gleichmäßig durch eiserne Stäbe von 1 cm Durchmesser verstärkt, welch letztere in gekreuzten Reihen in Entfernungen von 10 cm eingelegt sind (Abb. 10a, b). In den Durchschneidungspunkten sind die Längs- und Querstäbe mit Draht zusammengebunden, im allgemeinen Netze bildend. Die vertikale Entfernung zwischen solchen Netzen ist 15 cm.

Bei Spannweiten unter 3 m werden flache Decken von 1,5 m Stärke angewendet. Nach Versuchsergebnissen haben Decken dieser Konstruktion folgende Vorzüge:

1. Bei einer Stärke von 1,5 bis 1,7 m haben flache Eisenbetondecken oder solche in Form von stärkeren gekrümmten Gewölben eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die Wirkungen der jetzigen Artillerie als Betongewölbe von 2,5 bis 3 m Stärke;

2. Die Höhe der Festungswerke verringert sich, und der nutzbare Raum im Inneren der Kasematten wird erweitert.

Durch eine solche gleichmäßige Verteilung des Eisens in der ganzen Betonmasse wird das ganze Betonmassiv der Überdeckung verstärkt. Es ist, als ob in mechanischer Hinsicht ein Material erhalten wurde, welches nicht nur eine höhere Widerstandsfähigkeit gegen die Wirkung der Geschosse besitzt, sondern auch das Bestreben zu einer

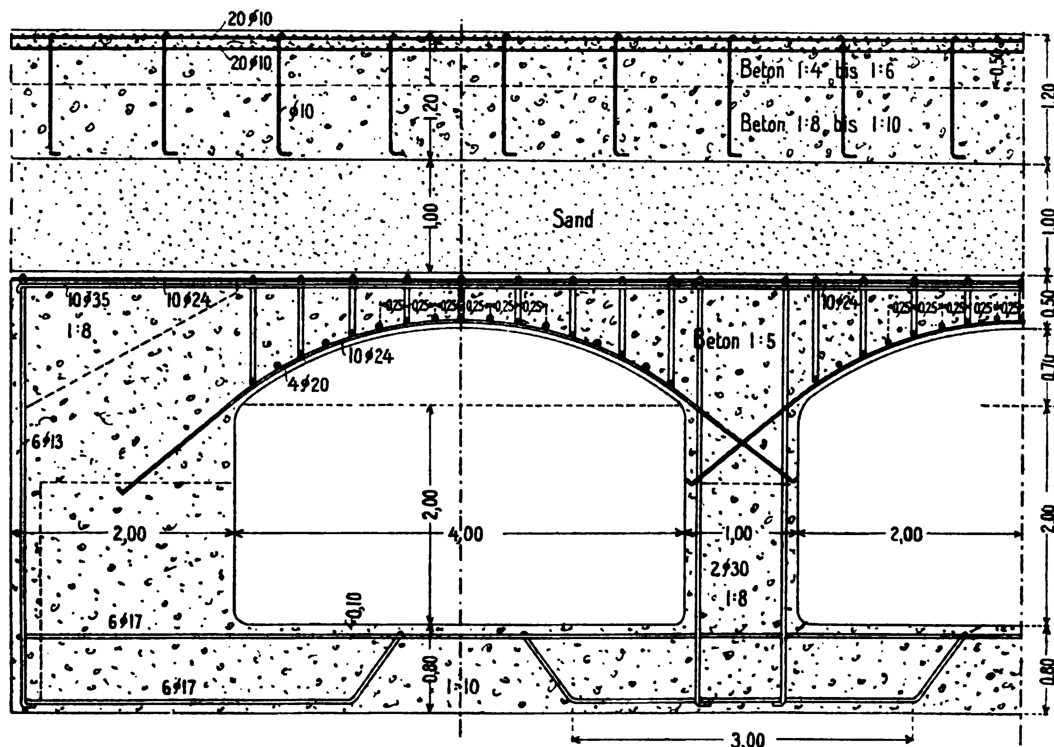


Abb. 11.

möglichst großen Bewahrung der Monolität, indem eine mögliche Rißbildung infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel beseitigt wird.

In dieser Hinsicht zeigt die Praxis, daß in Betonüberdeckungen ohne Eisenverstärkung Vertikalrisse sich in Entfernungen von 6 bis 8 m bilden, während in mit Eisen verstärktem Beton solche Risse erst in Entfernungen von 25 bis 30 m beobachtet werden.

IV. Bei Spannweiten bis 6 m überdeckt man die Kasematten mit Eisenbetongewölben von 0,37 bis 0,40 m Scheitelstärke, 0,60 m am Anlauf und bei einer Stichhöhe von $^1/_{10}$; das Gewölbe ist verstärkt durch zwei Netze aus Längs- und Querstäben von 1 cm Dicke. Über solchen Eisenbetongewölben ist ein Sandpolster von 0,5 bis 1 m Dicke aufgebracht, welches eine äußere Beton- oder Eisenbetonschutzschicht von 1 bis 1,20 m Dicke trägt (Abb. 11).

Der unmittelbaren Wirkung der Geschosse ist die Schutzschicht unterworfen. Das elastische Sandpolster verringert die Stoff- und Sprengwirkung der Geschosse, indem es die Schwankungen und Erschütterungen der Betonschutzschicht aufnimmt; deswegen wird die lokale, plötzliche Geschoßwirkung umgestaltet und bezüglich des unten liegenden Eisenbetongewölbes bedeutend verringert und auf eine größere Fläche verteilt.

Dieses gibt einen gewissen Grund für die Bestimmung der Stärke dieser innern Eisenbetongewölbe, die Bedingungen der statischen Belastung anzunehmen.

Im Vergleich mit den monolithen Gewölben der Konstruktion III besitzt die beschriebene IV. Konstruktion folgende Eigenheiten:

1. Das Eisenbetongewölbe, welches den verantwortlichsten Bestandteil einer Überdeckung bildet, ist nicht einer unmittelbaren Geschoßwirkung ausgesetzt und befindet sich unter jenen Bedingungen, welche aus der Vereinigung von Eisen und Beton einen größten Nutzen erzielen lassen.

2. Risse und andere Zerstörungen in der Beton- oder Eisenbetonschutzschicht werden dank dem Dasein des Sandpolsters auf das Eisenbetongewölbe nicht übertragen und sind leicht auszubessern.

In der Konstruktion IV ist das Prinzip einer Zergliederung der ganzen Konstruktion in drei Bestandteile, von welchen jeder eine besondere Bestimmung, entsprechend den Geschoßwirkungen aufgenommen. In dieser Hinsicht ist diese Konstruktion ähnlich den Panzerkonstruktionen, deren Bestandteile: der Panzer, die elastische (Holz-) Zwischenlage und das eiserne Gerippe dieselbe Bedeutung haben wie die entsprechenden Teile der oben beschriebenen: die Schutzschicht, das Sandpolster und das Eisenbetongewölbe.

Beispiele über Anwendung des Eisenbetons in Kriegsbauten.

Die Kriegsbauten umfassen:

a) die beständige Befestigung,
b) die behelfsmäßige Befestigung,
c) Nebenbauten, wie Baracken, Straßen usw.

Die mögliche Anwendung des Eisenbetons ist auf diesen Gebieten überall, wenn auch nach verschiedenen Gesichtspunkten gegeben. Hierbei ist bei den Anwendungsgebieten unter a und b die wesentlichste Unterscheidung die, ob die Bauten

1. der Schußwirkung ausgesetzt,
2. bei derselben in Mitleidenschaft gezogen oder
3. nur rein statisch beansprucht sind.

In der beständigen Befestigung ist die Anwendung des Eisenbetons geeignet, prinzipielle, sehr weitgehende Änderungen im Kriegsbau hervorzurufen. Dies nach zwei Richtungen: im allgemeinen Aufbau der Kasemattkorps und in fast allen Teilen der Kriegsbauten. Daß Eisenbeton-Kasemattkorps schon durch die kompaktere und allseits wie durch Schließen verbundene Art des Aufbaues den bisher gebräuchlichen Ziegel- und Betonkasemattkorps überlegen sind, lehrt ein Vergleich der Abb. 12a, b, c. Aber nicht nur als aufgehende Kasemattblocks, sondern auch als in die Tiefe entwickelte senkkastenartige Einbauten dürfte die zukünftige Konstruktion von Eisenbetonkasemattkorps erfolgen.

Durch den Eisenbeton ist hierzu erst das richtige Material geschaffen worden. Die immer an Stärke zunehmenden schweren Decken der Kasemattkorps verursachen

bedeutende Kosten bei geringer Belags- (Besatzungs-) Stärke. Je mehr nun die Räume unter ein und derselben Decke etagiert werden können, desto ökonomischer und gleichzeitig taktisch vorteilhafter wegen der verminderten Treffläche. Da nun Eisenbeton bei geringer Mauerdimension ein Absenken ermöglicht (Pariser Stadtbahn), ist

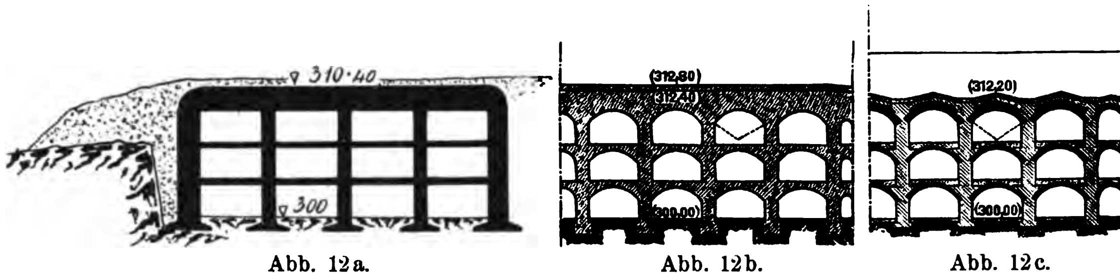


Abb. 12a. Abb. 12b. Abb. 12c.

zur Herstellung solcher **versenkten Kasemattkorps** (Abb. 13) ein weites Anwendungsgebiet für Eisenbetonsenkkästen gegeben. Eine Luftdruckgründung ist hierbei nicht erforderlich, da die Werke meist auf Anhöhen außerhalb des Grundwassers liegen. Derart scheinen zur Zeit versenkte Kasemattkorps mit 1 Mann Belag für 1 m² statt wie bisher mit 4 bis 5 m² für 1 Mann bei einer Herstellung in fünf Etagen (bis 16 m Tiefe) ganz zweckmäßig ausführbar.

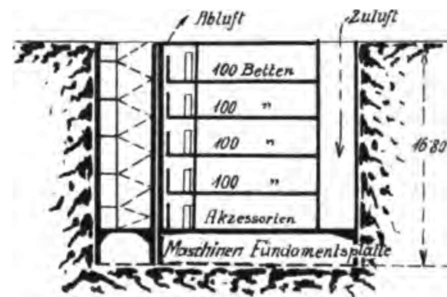


Abb. 13.

Von den **Bauteilen** können vor allem alle Zwischenwände aus der Eisenbetonverwendung Nutzen ziehen, insbesondere dort, wo es auf größte Sparsamkeit mit dem Raum ankommt, z. B. in Traversen (Abb. 14). Sonst werden wohl alle Zwischenwände schwächer gehalten werden, jedoch müßte man diese Schwächung auch bei nicht direkt von der Geschoßwirkung in Mitleidenschaft gezogenen Zwischenmauern nicht über ein gewisses Maß vornehmen.

Hindernismauern. Freistehende Mauern können aus Eisenbeton sehr hoch aufgeführt werden, ohne eine besondere Dicke zu brauchen, so daß sie von den Geschossen glatt durchschlagen werden können. Bei besonders tiefen Gräben können Eisenbetonbreschbogen mit Vorteil angewendet werden, da die allenfalls sich ergebende

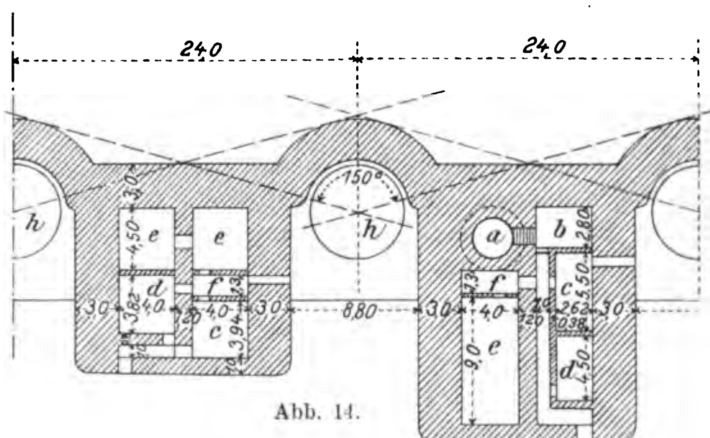


Abb. 14.

Verdämmung bei minenartig wirkenden Bomben keine so wirkungsvolle sein kann wie bei den starken sonstigen, früher angewendeten Breschbogen und trotzdem der Bestand nicht so leicht gefährdet erscheint.

Grabeneinbauten, wie Eskarpe- und Kontreeskarpekoffer, Minenblockhäuser,

sonstige Flankierungsanlagen, ziehen bei Anwendung des Eisenbetons den im allgemeinen bei den Kasemattkorps angegebenen Nutzen, und zwar sowohl der aufgehende Teil, als auch allenfalls eine weitgehende Absenkung in die Tiefe. Hierbei ist auch die Möglichkeit geboten, mit den Grabenübergängen in jene Tiefe zu gelangen, in welcher sie der Wirkungssphäre der schweren Bomben entzogen sind.

Poternen. Die große Vervollkommnung der Eisenbetonröhren legt den Gedanken nahe, solche als Poternen auszunutzen. Sie haben gegen die verschiedenen sonstigen Verbindungen die große Mauerwerksersparnis, Festigkeit, Schmiegsamkeit ihrer Trasse und die wichtige Möglichkeit voraus, dieselben erst im Bedarfsfalle vorzubauen. Hierbei kann bei kurzen Strängen ein tubusartiges Herausschieben der einzelnen Rohrteile bei gleichzeitigem Abbau der Erde am Ort (Gangende) erfolgen. Längere Poternen müßten unterirdisch, minenartig vorgebaut werden. Diese Art ist bei unterirdischen Kanalisationen in Amerika nach dem System Ransome bereits in Anwendung. Es ist wohl anzunehmen, daß sich hierbei ein einfaches und rasches System noch wird ausbilden lassen.

Minen. Wie vorerwähnt, sind die zur Zeit schon sehr vervollkommneten Eisenbetonröhren geeignet, dem Minenbau einen großen Vorschub zu leisten. Nicht nur bei der Anlage permanenter Minen, sondern — was vom ökonomischen Standpunkt wünschenswerter und mit dem wirklichen Bedarf mehr übereinstimmend ist — zur behelfsmäßigen Anlage von Minen- und Kontreminensystemen. Für letztere Fälle kann das Minenmaterial ohne große Instandhaltungskosten im Frieden in einem festen Platze bereitgehalten werden und dort zur Verwendung gelangen, wo sich der Bedarf nach dem Gange der Ereignisse ergibt.

Stiegen, Rampen, Scharten, Verschlichtungen werden aus Eisenbeton mit Vorteil hergestellt werden.

Magazine (für Proviant und Munition). Die Abhaltung der Kondens- und Tagfeuchtigkeit ist in den kellerartigen, mit dicken, stets kalten Mauern umgebenen Magazinen fast nicht möglich. Durch die Einschaltung eines dünnen Eisenbetonmantels im Magazine ist eine isolierende Hülle geschaffen, welche den direkten Zufluß der kalten Luft und die Feuchtigkeit abhält; gleichzeitig werden die Erschütterungen leichter von der Munition abgehalten.

Zisternen. Der Eisenbetonbau, welcher vom Reservoirbau ausgegangen ist, hat in diesem Zweige eine große Vollkommenheit erreicht. Dort, wo es sich um vor Schußwirkung gesicherte Reservelager handelt, ist eine direkte Anwendung der gebräuchlichen Reservoire möglich. Hingegen ist in den Werken die größere Dichtigkeit, bessere Raumausnutzung und die Möglichkeit, gerade Decken statt der bisherigen Gewölbe anzuwenden (nachdem nunmehr die Eisenträger in dem Beton eingebettet und vor dem Rosten geschützt sind), von großer Bedeutung. Die Volumen der Wasserspeicher und Klären können bei Eisenbeton auf Kosten der Mauerstärken vergrößert werden, was umsomehr eine Rolle spielt, als meist nur ein freier Raum zwischen den Kasemattwiderlagern für die Zisternen zu Gebote steht.

Brunnen lassen sich auch in Werken, ebenso wie im Zivilbau, aus Eisenbetonmänteln mit Vorteil herstellen.

Die Abdichtung der Betonoberflächen läßt sich durch Herstellung einer feinen Eisenbetondeckschale bedeutend verbessern, indem die Rißbildung reduziert wird. Hierdurch wird bei stärkerer Neigung der Betonflächen ein besonders Isoliermittel entbehrlich und die unmittelbare Verwendung als Auffangfläche möglich gemacht.

Küstenbefestigung. Die Anwendungsgebiete sind umfassende, wie die Berichte

in den Bauzeitungen aus allen Ländern zeigen. Der Eisenbeton hat nach zwei Richtungen eine große Verwendung erfahren: a) als Formkasten, der nachher mit Beton ausgefüllt wird, b) als hohle Pfähle, z. B. für Landungsstege, die gleichfalls nachher mit Beton ausgegossen werden. Hierdurch werden Holzeingerüstungen und Formkästen erspart, überdies die Vereinigung dieser Formen zu einem Objekt ermöglicht. Molen, Steinwürfe, Unterwasser-Lanzierstationen, künstliche Inseln, submarine Dämme, Landungsbrücken und Stege sind in dieser Art sehr ökonomisch ausführbar, zum Teil schon ausgeführt worden.

Überdies findet der Eisenbeton ein reiches Anwendungsgebiet in den Küstenwerken (Decken, Seitenwände, Zwischenmauern und Zwischendecken, Zisternen, Proviant-, Munitions- und Kohlendepots; bei Scheinwerfer-Ständen, -Unterständen, -Straßen usw. bei Nebenbauten, wie Baracken, Observatorien, Masten, Säulen, in holzarmen Gegenden zu Schwellen, Schilderhäusern usw.).

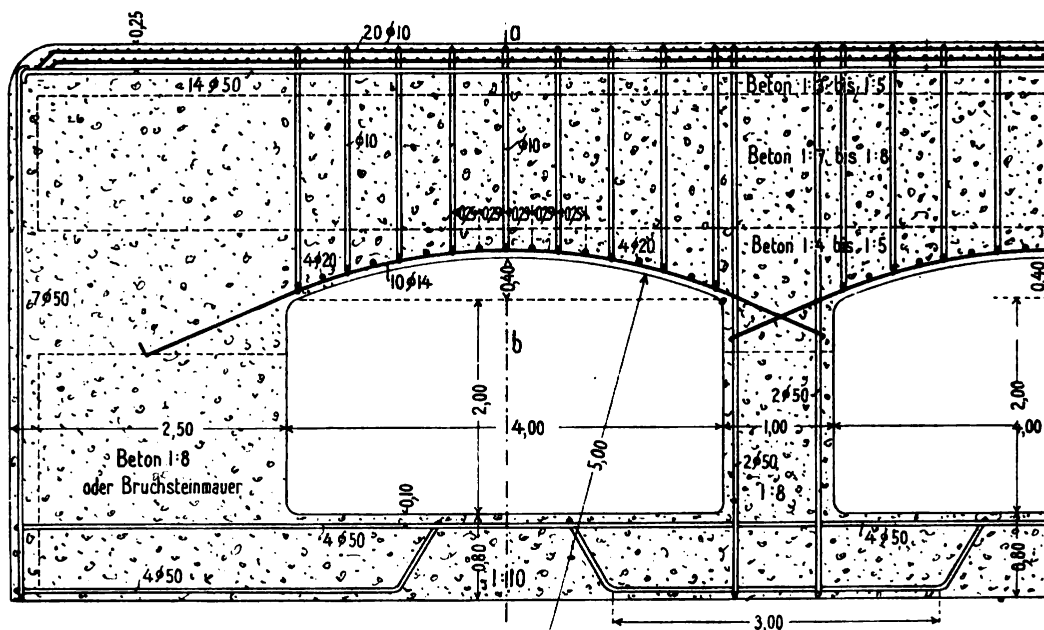


Abb. 15a.

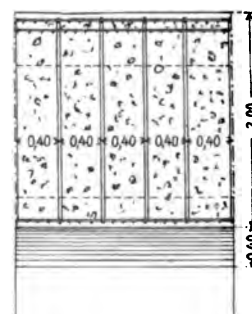


Abb. 15b.

Im Gebirge. Die Beengtheit der Emplacements verlangt Raumökonomie. Der felsige Baugrund macht infolge der großen Sprengarbeit eine Raumentwicklung in die Tiefe nicht vorteilhaft. Es wird deshalb der mit Eisenbetonobjekten zu erzielende geringe Raumbedarf doppelt erwünscht sein. Wo guter Baustein sich in der Baugrube vorfindet, können die Außenwände aus Stein aufgeführt werden. Die Decken, feuersichere Zwischendecken, Zwischenmauern werden wohl zweckmäßiger aus Eisenbeton hergestellt werden.

Nebenbauten. Dort, wo wenig Holz, hingegen Schotter und Sand leicht zu erlangen (Karst), ist die Herstellung von Eisenbetonbaracken (auch transportabler) am Platze.

Brücken in Straßenzügen im Karste sind gleichfalls schon deshalb aus Eisenbeton vorzuziehen, weil die Entsendung der Arbeitskräfte für die Instandhaltung sehr kostspielig ist (z. B. Anstrich).

Besondere Beispiele der Anwendung des Eisenbetons zu permanenten Festungsbauten.

Die Abb. 15a u. b zeigen den Quer- und Längsdurchschnitt eines bombensicheren Eisenbeton-Massivgewölbes („Eisenbetonkonstruktionen im Festungsbau", von Hauptmann v. Prochaska), welches eine Variante der oben beschriebenen Konstruktion III (Abb. 4) bildet.

Die Abb. 16a, b, c gibt ein Beispiel eines bombensicheren Grabenkoffers.

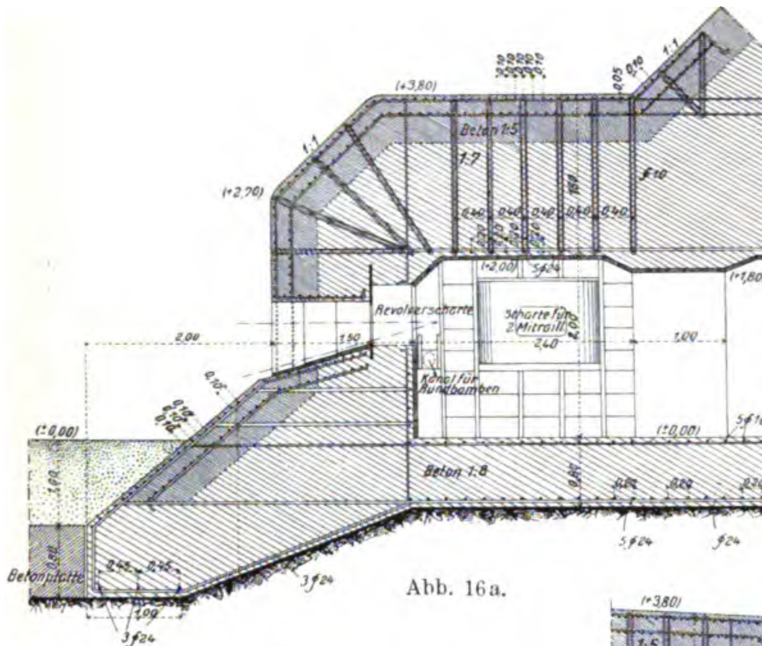


Abb. 16a.

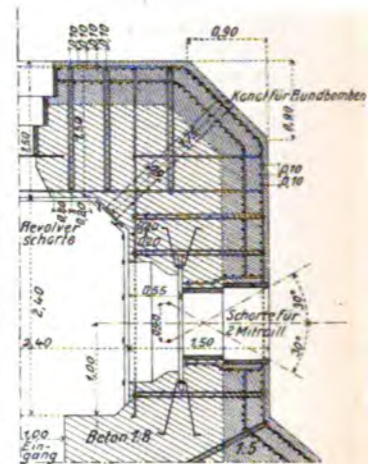


Abb. 16b.

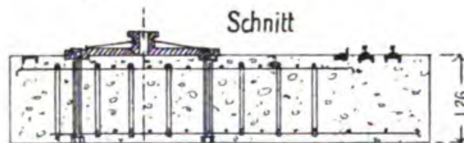


Abb. 17a.

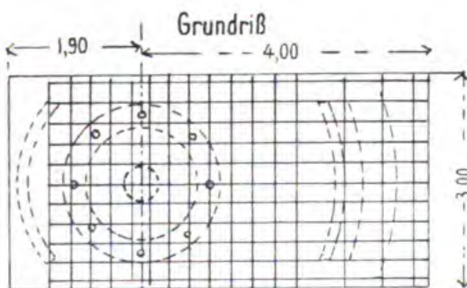


Abb. 17b.

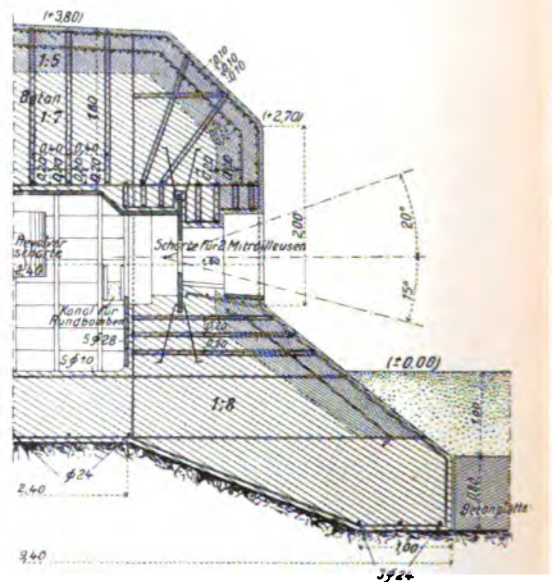


Abb. 16c.

Die Abb. 17a, b zeigt das Beispiel einer Eisenbetonbettung für einen 28 cm-Küstenmörser.

Zur bequemeren Arbeitsausführung können in oben angeführten Beispielen die in vertikaler Richtung angeordneten Eisenstäbe in Form von auseinandernehmbaren

Bügeln von geringer Länge gemacht werden (Abb. 18a, b). Die in Netze gebundenen Längs- und Querstäbe werden auf der Oberfläche einer jeden Arbeitsschicht eingelegt. Die erste Reihe der auseinandernehmbaren Bügel wird senkrecht in einer Entfernung von 40 bis 50 cm aufgestellt; wenn der Beton bis zum oberen Ende der Bügel kommt, wird eine zweite Reihe von Bügeln aufgestellt, welche sozusagen das zweite Glied vertikaler Ketten bilden usw.

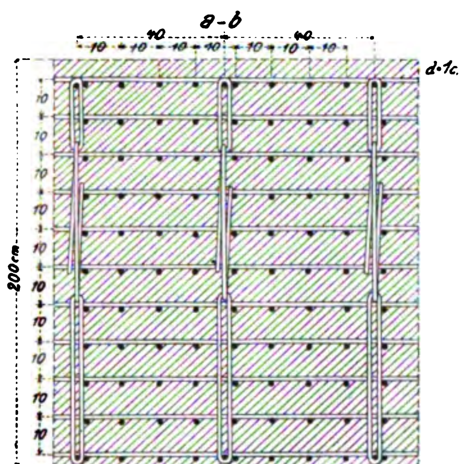


Abb. 18a.

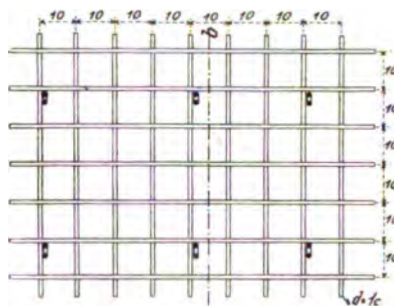


Abb. 18b.

Hierdurch wird eine Anstückung derselben nach Maßgabe der Betonschüttung möglich, ohne eine besondere Störung der Zuführungs-, Glättungs- und Stampfarbeiten des Betons zu erfahren.

Verwendung des Eisenbetons in der behelfsmäßigen Befestigung.[1])

Auf dem Gebiete der provisorischen Befestigung ergibt sich für Eisenbetonelemente eine Reihe höchst beachtenswerter Anwendungen. Die Improvisierung von Kriegshohlbauten aus Holz, Stein, Eisen allein ist zur Zeit wegen der rapid gesteigerten Geschoßwirkung und infolgedessen erforderlichen Unmengen an solchem Material und großen Transportgewichten nicht mehr rationell. Die Vorrathaltung dieser Materialien ist wegen der begrenzten Dauer solcher Vorräte (Holz, Zement) ebensowenig ökonomisch, wie die Fertigstellung der Bauten im Frieden. Falls man daher wegen der mangelnden Zeit nicht halbpermanente Bauten aus Beton herstellen kann, ist die Erbauung der Unterstandsräume (Hohlbauten) der Werke aus bereits im Frieden an Ort und Stelle gelagerten Eisenbetonelementen höchst erwünscht.

Schon seinerzeit, als die Wellbleche in den Handel kamen, wurde denselben als Bauelement in der provisorischen Befestigung eine besondere Bedeutung auch autoritativ zugesprochen. Oberstleutnant Reinhold Wagner verwendete sie durchweg zu den Hohlräumen der Werkprojekte seines Buches „Die provisorische Befestigung". Allein schon damals (1897) wurde hervorgehoben, daß er auf das Wellblech mangels eines besseren Baumaterials greife. Nunmehr ist ein solches in dem Eisenbeton gegeben. Eisenbetonelemente haben die Bestanddauer, Kostenlosigkeit der Instandhaltung, größere Festigkeit und Massigkeit dem Wellblech voraus. Sie lassen sich insbesondere in Röhren formen, wodurch Hohlräume, welche auch gegen die Minenwirkung unterfahrender Geschosse decken, sich ergeben. — Die Anwendung von Eisenbetonelementen

[1]) Nach Abschluß dieser Studie erschien in St. Petersburg Januar 1908 ein Buch vom russischen Ingenieur-Oberst v. Rudnicki, welches die Anwendung von Eisenbeton-Elementen in der provisorischen Befestigung im Sinne obiger Darstellung gleichfalls in Vorschlag bringt.

wird zur Ausfüllung mancher Lücke einer bestehenden Festung dienen können und wird insbesondere dann am Platze sein, wenn widerstandsfähigere Objekte (granatsicher) in kürzester Zeit entstehen sollen. Dieser Umstand kann selbst in einer bereits belagerten Festung (z. B. gelegentlich der Verschiebung der schweren Geschützreserve) noch mit Vorteil ausgenützt werden.

Die Hohlbauten der Werke, Batterien usw. lassen sich aus einzelnen Bauteilen ausführen, welche aus 1. Platten, 2. Balken, 3. Röhren, 4. Wänden, 5. Kisten bestehen.

Aus diesen Elementen, welche möglichst gleichartig vorrätig zu halten wären, sind die Einbauten mit größerer Widerstandskraft (Granatsicherheit) herzustellen.

1. Die Platten sind derartig zu dimensionieren, daß sie sich noch von 4 Mann tragen lassen. Diese Platten sind hauptsächlich als Schutzplatten, in die Erde eingebettet, zu verwenden, indem eine Reihe von Platten übereinandergelegt wird, bis der erforderliche Widerstandsgrad erreicht ist.

2. Balken werden mit Vorteil für besonders widerstandsfähige, zu improvisierende Decken von Unterkunftsgebäuden Anwendung finden. (Minengänge mit Sandpolster und darauf befindlicher Eisenbeton-Balkenlage.)

3. Röhren sind zur raschen Herstellung sehr kompendiöser, dabei aber geräumiger Unterstandsräume sehr verwendbar, desgleichen für Poternen und Minengänge.

Dieses Bauelement hat in diesem Befestigungszweige gewiß eine große Zukunft vor sich.

4. Zur Bekleidung dienen Wände aus Eisenbeton, die voraussichtlich genügend fest sind, um als Schutzmauern zu dienen und dabei doch von Geschossen glatt durchschlagen zu werden, daher die minenartige Wirkung der großen Sprengladungen solcher Geschosse nicht unterstützen.

5. Schließlich geben kistenartige Formen aus Eisenbeton die Möglichkeit, Munitionsnischen und Unterschlupfe in kürzester Zeit, tunlichst undurchlässig herstellen zu können.

Aus den unter 1 bis 5 genannten Elementen ist die Zusammenstellung der Hohlbauten voraussichtlich bis zur Granatsicherheit möglich. Für nur splittersichere Batterien, wie es z. B. die in einer Nacht zu erbauenden flüchtigen Angriffsbatterien vorstellen, läßt sich mit Zuhilfenahme nur einer Kategorie von Elementen auskommen, was für den Bau solcher Batterien sehr bedeutungsvoll ist, da alle Reisig-, Holz- und Leinwandbekleidungsmaterialien wegfallen können.

Ergebnisse:

Zum Schlusse muß wohl noch hervorgehoben werden, daß es gegenwärtig nur möglich ist, die vorteilhafte Verwendung des Eisenbetons für den Kriegsbau, mangels genügender Schuß- und Sprengversuche, vorläufig festzustellen, da die ganze Sache noch im Werden ist. Es sollen nochmals die Gründe für die vorteilhafte Anwendung zusammengefaßt werden:

Bei beständigen Kriegsbauten. Soweit nach den vorliegenden Versuchen sich beurteilen läßt, ferner nach den bekannten Belastungsproben und Bauausführungen ist der Eisenbeton geeignet, Kriegsbauten a) durch Schließenwirkung in Monolithe der gewünschten Form überzuleiten, wodurch sowohl die Auftreff-, als auch die Sprengwirkung leichter übernommen und der Bestand der Objekte länger gewährleistet wird, b) durch bessere Heranziehung der Eisenmassen, durch zweckmäßige Austeilung und Lagerung eine Ersparnis in der Dimensionierung herbeizuführen, c) die Entwicklung des Kasemattkorps statt in die Breite in die Tiefe vorzunehmen, wodurch der für 1 m^2 schwerer Decke entfallende Belag gesteigert werden kann, wobei die Kosten wesentlich vermindert werden und sich die Besatzungsstärken erhöhen lassen, ohne

die Zielflächen zu vergrößern, d) durch Anwendung von Eisenbeton-Röhrenpoternen als Verbindungen, e) durch die Möglichkeit, die Gräben tiefer zu halten (Grabenbekleidungen, in die Tiefe entwickelte Flankierungsanlagen), f) durch Herstellung der Minen aus Eisenbetonröhren.

Diese unter a) bis f) genannten Anwendungen bedingen grundsätzliche Änderungen, welche nur durch umfassende Versuche die nötige Grundlage erhalten können.

Im Behelfsbau ist der Eisenbeton zur Herstellung von Bauelementen (Platten, Röhren usw.) geeignet, welche zur Improvisierung von Werken, Batterien usw. dann dienen können, wenn aus Zeit- oder Materialmangel sonst ihre anderweitige Herstellung nicht möglich wäre. Mit Rücksicht auf ihre Dauerhaftigkeit und geringen Instandhaltungskosten wäre es angezeigt, feste Plätze nach Bedarf mit solchen Elementen im Frieden schon auszurüsten.

Anhang.

Anwendung des Eisenbetons im Kriegsschiffbau.

Neuestens scheint sich ein wichtiges Anwendungsgebiet für den Eisenbeton als Ersatz für die Panzerplatten der Kriegsschiffe zu ergeben. Das 4mal kleinere spezifische Gewicht des Eisenbetons gestattet (Abb. 19a u. b) einen Eisenbeton-Gürtelpanzer 4mal so stark als jenen aus Nickelstahl zu dimensionieren, wodurch eine größere Masse der Schußwirkung entgegengesetzt werden kann. Die verhältnismäßig billigen Hauptbestandteile des Eisenbetons und die leichte Herstellung eines solchen Gürtelpanzers durch Eingießen des Betons in die vorhandenen Hohlräume zwischen den Blechen desselben lassen eine weitgehende Kostenersparnis bei gleichem Panzerschutz erwarten. Wie die Mailänder Zeitschrift „Il Cemento“ mitteilt, befindet sich in Italien die Konstruktion des Ingenieurs Lorenzo d'Adda, in Rußland eine solche des Seeoffiziers Karlinki im Versuchsstadium bei den zuständigen maritimen Behörden.

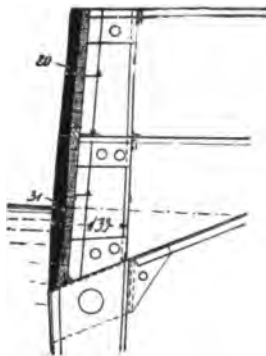


Abb. 19a.

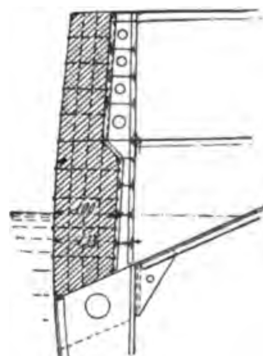


Abb. 19b.

Literatur.

Leithner, Frhr. v., Beständige Befestigung und Festungskrieg.

Shitkewitsch, Oberst, Anwendung des Eisenbetons im Festungsbau, im Hefte 4, 5 u. 6 des russischen Ingenieur-Journals 1907.

— *Monolität der Betonbauten,* Heft VII der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1907.

Algrain, Oberstleutnant, Le béton armé dans la construction des ouvrages de fortification. 5. fascicule des annales de travaux publics de Belgique 1907, Oktober.

v. Prochaska, Hauptmann, Betoneisenkonstruktionen im Festungsbau. Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Geniewesens. 1907, Heft 8 u 9.

Le Ciment. 1902, S. 148.

International Engineering Congress. 1904, S. 471.

Giornal del Genio civile. 1904, S. 22.

El Cemento Armado. 1902, S. 42.

Kretzmer, Das System Monier in seiner Anwendung auf das Kriegsbauwesen.

v. Rudnicki, Oberst, Darstellung der Anwendung des Eisenbetons in der Fortifikation. 1908. St. Petersburg.

BUCHDRUCKEREI GEBRÜDER ERNST
BERLIN SW68.

Luftlinie · 76·5

Abb. 3. Auflagerquerschnitt des Viaduktes über das Menomoneetal.

Längenscl
uktes über

Abb. 13.
Längenschnitt der Brücke über die Temes.

Charles Be

etonkörpers
ières.

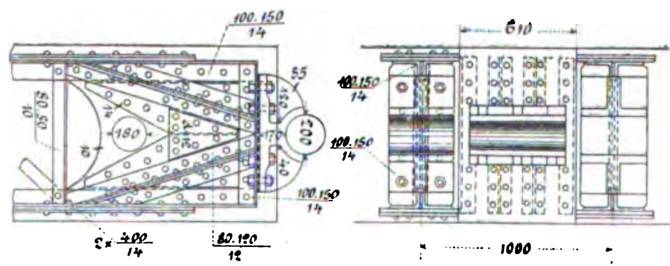


Abb. 12. Scheitelgelenk der Eisenrippen der Brücke Charles Bessières.

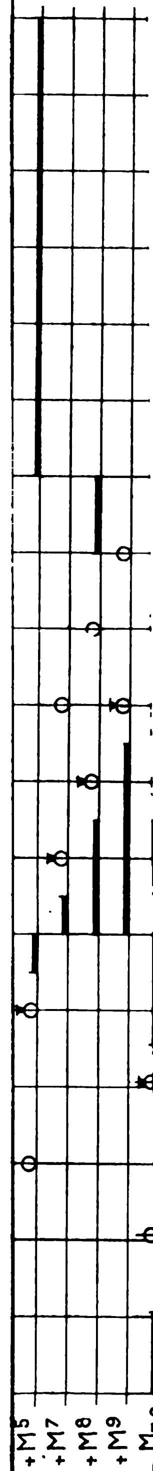
bb. 8. Eisengeripe der Brücke Charles Bessières.




G. E. STECHERT
& Co.

und Über

Seite 380):



Tafel III.

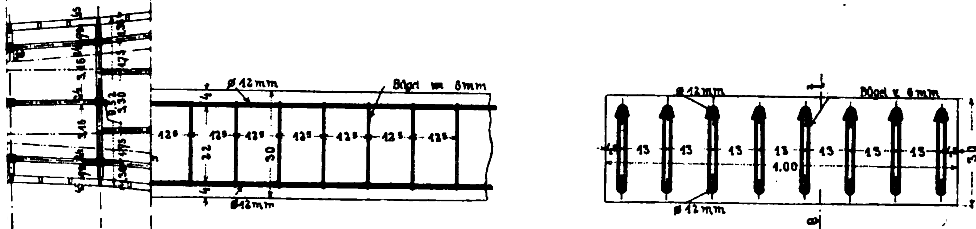


Abb. 2.

Abb. 3.

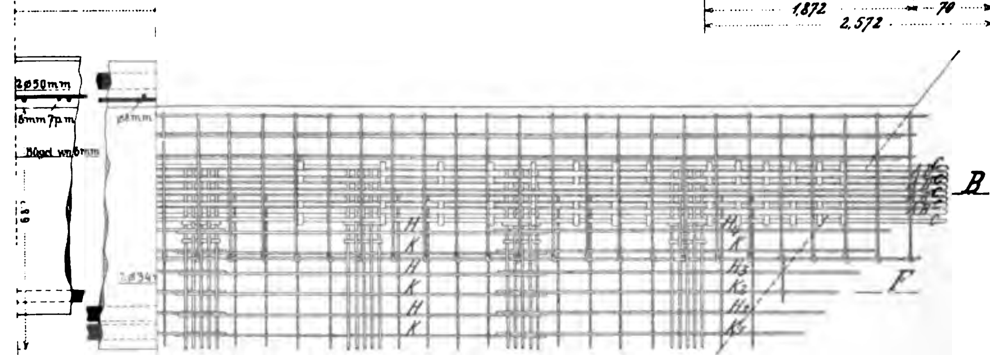


Abb. 4.

